

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

Band: 13 (1988)

Rubrik: II. Management and techniques of renovation

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: 19.02.2026

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

SEMINAR

II

Management and Techniques of Renovation

Gestion et techniques des rénovations

Management und Techniken für die Erneuerung von Bauwerken

Chairman: T. N. Subba Rao, India

Technical Adviser: H. Knöpfel, Switzerland

Leere Seite
Blank page
Page vide

Management Questions in Tunnel Reconstruction

Gestion des travaux de rénovation de tunnels

Management bei Tunnelsanierungen

R. FECHTIG

Professor
Swiss Fed. Inst. of Technology
Zurich, Switzerland



R. Fechtig, born 1931, received his civil engineering diploma at the Swiss Federal Institute of Technology (ETH) in 1956. Two years in water work construction in Sweden. Two years as a research assistant at the ETH. In construction firm Zschokke 1960–1981, active in the field of large civil engineering projects and especially subsurface projects. Professor of construction engineering and management at the ETH since 1981.

SUMMARY

In this brief treatment of the topic "Management In Tunnel Reconstruction" the following points are touched upon: historical retrospective; experiences made especially in relation to partnership; setting priorities, division of responsibility and coordination; technical problems associated with the execution; human aspects.

RÉSUMÉ

Les aspects de gestion lors des travaux de rénovation de tunnels sont abordés dans cette contribution: historique; expériences de collaboration avec diverses entreprises; choix des priorités; responsabilités et coordination; problèmes techniques d'exécution; aspects humains.

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem kurzen Abriss zum Thema "Management bei Tunnelsanierungen" werden folgende Punkte gestreift: geschichtlicher Rückblick; erstes Erfahrungspotential; Partnerschaft; Prioritäten; Verantwortlichkeiten und Koordination; ausführungstechnischer Problemkreis; menschliche Aspekte.



1. HISTORICAL RETROSPECTIVE

If we examine the age in relation to type of the various tunnel structures in Switzerland then the following picture emerges (see fig. 1):

Railway tunnels	70 - 120 years
Galleries for power plants	20 - 70 years
Road tunnels	10 - 25 years

In order to maintain safe operating conditions in the 70 to 120 year old railway tunnels it is imperative to carry out certain reconstruction and rehabilitation works. In the past 70 to 100 years both the frequency of trains (resulting in increased wear and tear of the tracks) and the operating conditions have changed considerably.

Some general problems arising in tunnel works are well-illustrated with reference to the railway tunnels.

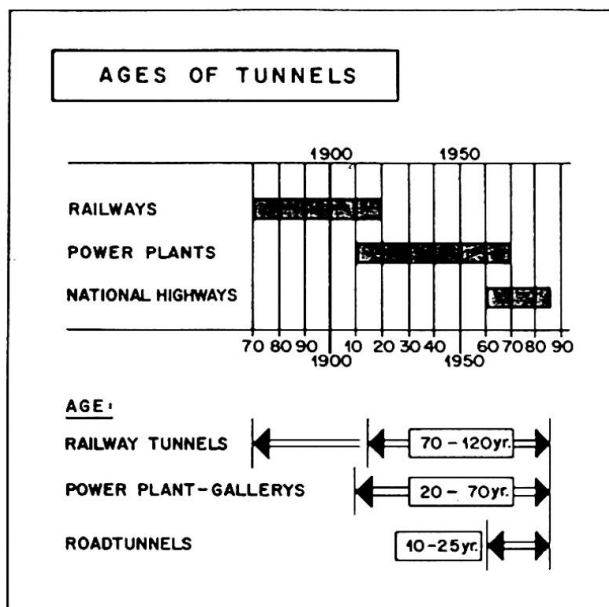


fig. 1

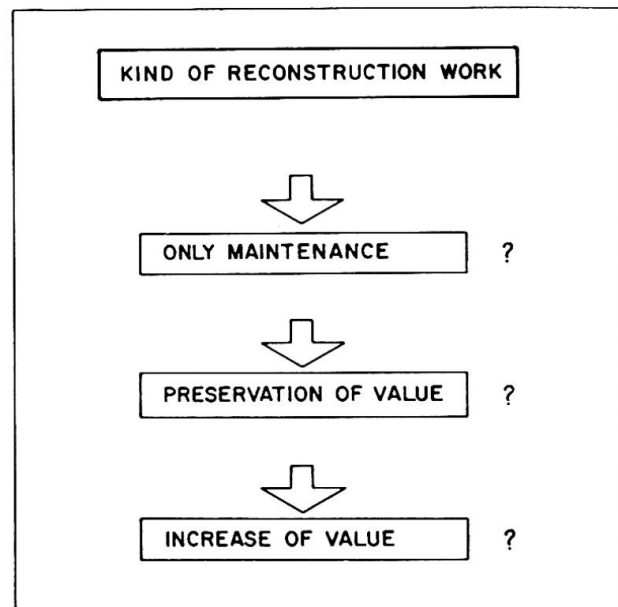


fig. 2

2. FIRST EXPERIENCES AND THE NEED FOR PARTNERSHIP

Since the sixties many railway tunnels have been the object of extensive rehabilitation. For the owner the question arose as to how this could be best achieved (see fig. 2). Would basic maintenance suffice, should increased maintenance be considered or should the tunnels be rehabilitated to the extent that their value is increased? Thus questions were raised which the owner needed to clarify in the initial planning phase (see fig. 3).

Tunnel rehabilitation work introduces for the parties involved problems which have previously been given little attention. To what extent is the owner with his operating services a partner in the whole business? This aspect of partnership is vital in the case of railway tunnels, but is also valid in a reduced form in the case of road tunnels.

If during the rehabilitation work the tunnel is put out of operation the problems are greatly reduced. For the contractor the problem is then only one of reconstruction.

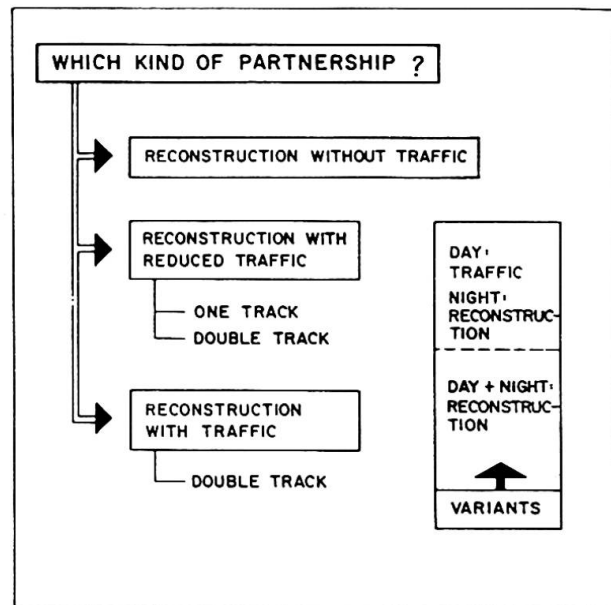


fig.3

On the other hand, if the work must be carried out while partial or full rail services are kept running, the problems become extremely complex (see fig. 4). Rehabilitation under traffic conditions necessitates close cooperation between the owner and the contractor for the period of the reconstruction work. They share a common task through thick and thin.

With his rail services the owner provides the framework. The owner's operating system governs the contractor's activities. He supplies the rolling stock and some of his personnel for certain aspects of the work.

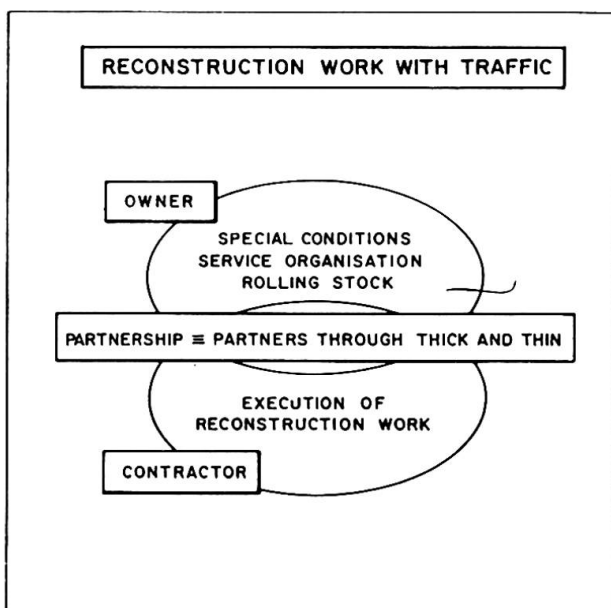


fig. 4

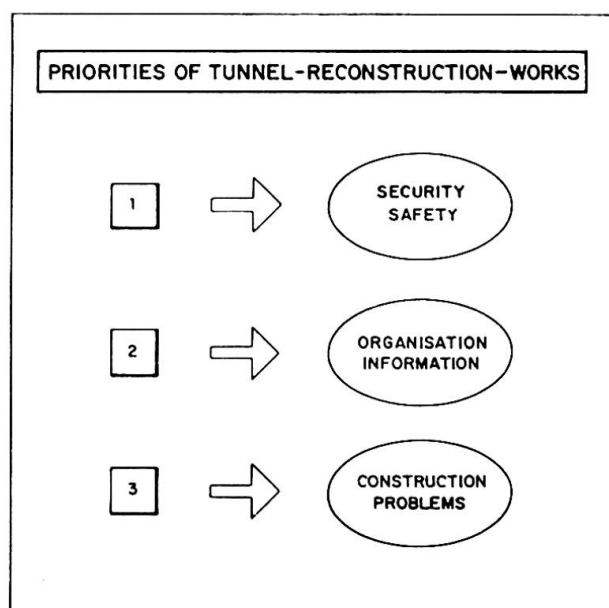


fig. 5



3. PRIORITIES, RESPONSIBILITIES, AND COORDINATION

Reconstruction work involves a clear sequence of priorities (see fig. 5).

In the first place comes safety. Both owner and contractor have a common aim, namely, that under no circumstances should anything happen. This requires special safety provisions. Tunnel reconstruction is characterised preeminently by detailed safety measures, including safety personnel provided by the owner in the various working teams, and acoustic and optical warning and emergency equipment. Above all, however, all those involved have to be given training at an early stage in the construction process.

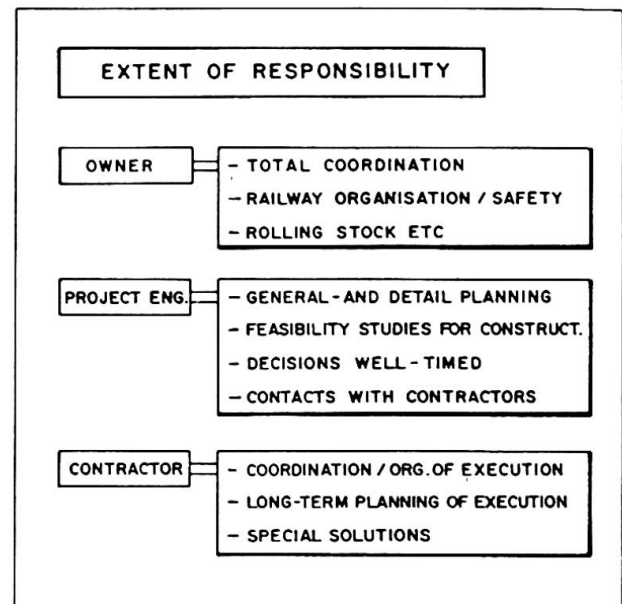


fig.6

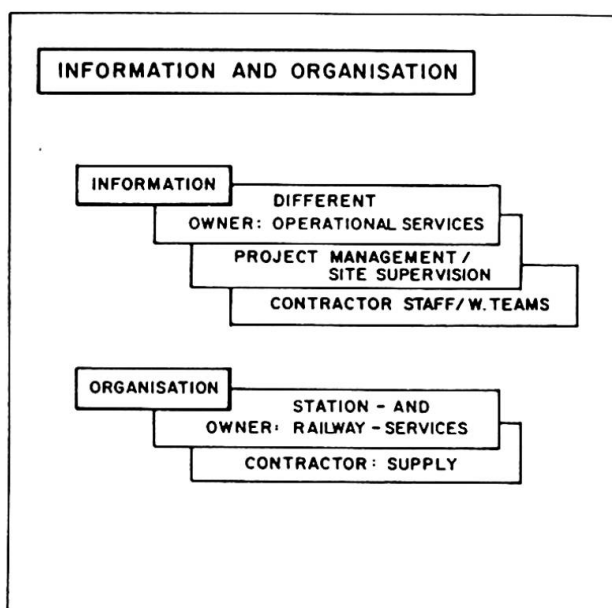


fig. 7

Tunnel reconstruction work is coupled to the plan of train services around the clock. The rail service clearly has priority, and the detailed organisation of the various contractors is subject to it. Only a perfect organisation permits the loading and unloading of wagons during change of working shifts.

Compared to other construction projects, the owner has to give careful attention to details both in the initial planning stages and in the subsequent execution of the work. Due to the intertwining of the activities of the owner, the engineer in charge of the project and the contractor and thus also of their areas of responsibility, information and organisation becomes especially important (see fig. 6). Only a comprehensive information base, including if necessary all departments of the railway, can guarantee a safe operation of the services (see fig. 7).

The shunting work with the wagons supplied to the contractors, which often involve trains of a few hundred metres of length, requires great care and attention on the part of the railway personnel. Mistakes lead to loss of time. This would then lead to a poor performance on the part of the contractors affecting the time plan and also to unpleasant discussions about costs.

4. TECHNICAL PROBLEMS ASSOCIATED WITH THE EXECUTION

We now turn the question of what kinds of technical problems face the contractor and how he should go about the construction work. Depending on the condition and age of the tunnel widely varying rehabilitation work has to be carried out (see fig. 8,9). The geology and groundwater conditions are important contributory factors in relation to the nature and extent of the damage.

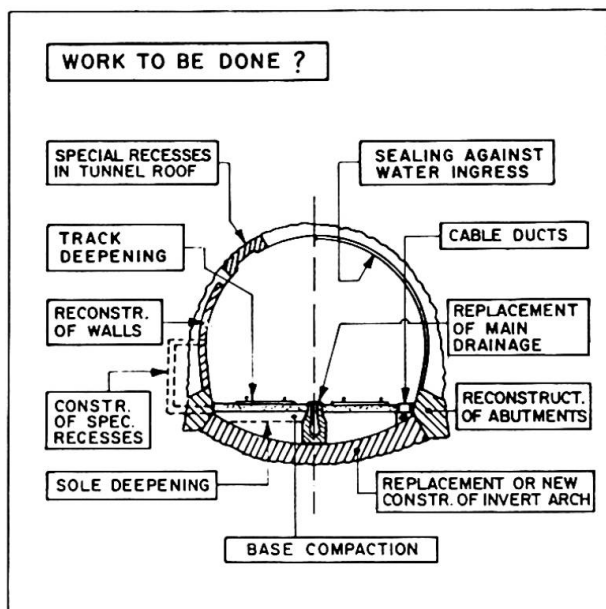


fig. 8

MAIN POINTS IN THE EXECUTION	EXCAVATION	FOUND. LAYER	ROOF BOLTS/MESH	SHOTCRETE	FORMW./REINF./CONCRETE	PREF. ELEMENTS
SOLE ADJUSTMENT	•	•				
ABUTMENT	•		(•)	(•)	•	
INVERT ARCH	•				•	
RECESSES IN WALL	•		•	•	•	
RECESSES IN ROOF	•		•	•		
ROOF SEALING			•	•		
DRAINAGE	•				•	•
DUCTS	•				•	•
WALL RECONSTR	•		(•)	(•)	•	
PROFIL ADJUSTMENTS	•		(•)	(•)		

fig.9

Mostly it is a question of rehabilitation which increases the value of the object, as the various railway authorities are in the process of modernising their technical facilities and adjusting to future needs (higher speeds, higher density of trains and a greater clearance in the tunnels, etc).

The problems encountered in a particular project usually lead to a one-off solution. It is left to the creativity of the contractor to come up with the best possible solution. Solutions involving short construction times are in the forefront, because one always has to take into account the costs of the equipment supplied by the owner. Generally the installations needed cannot simply be taken from the shelf, but have to be planned in detail, constructed, tendered, ordered and manufactured.



Special structural additions to railway rolling stock are time consuming in their preparation.

Consequently sufficient time must be allowed between the awarding of the contract and the start of construction (see fig. 10). Further, it must be taken into account that all equipment and installations mounted on rolling stock have to be approved by special railway departments and have to be removed afterwards.

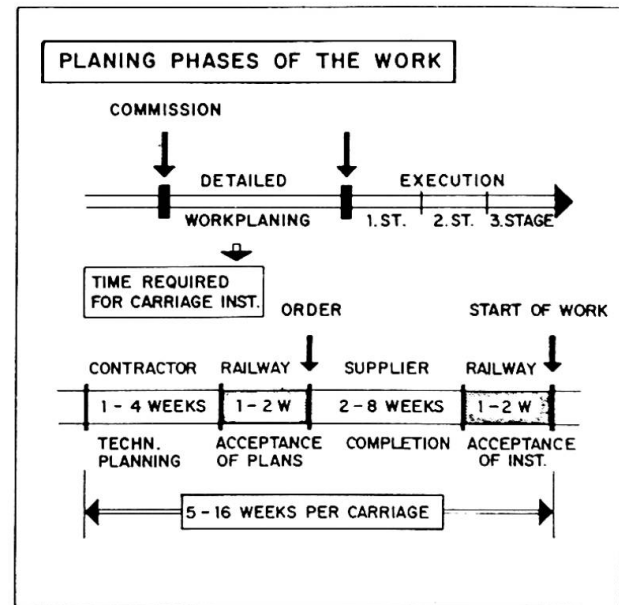


fig. 10

5. HUMAN ASPECTS

The demands placed on all involved in the work of tunnel reconstruction are very high. Success is only guaranteed if the work is carried out by skilled teams and high quality staff. Poorly qualified personnel will not earn their bread on such difficult sites.



fig. 11

In order to hold the working force together when working under such difficult conditions, a strong leadership is required. It is absolutely necessary that the representatives of the owner (i.e. the resident engineer), of the project management and of the site supervision speak the same language (metaphorically). Individualism and prestige-seeking have no place in a tunnel reconstruction project.

For all future tunnel reconstruction work, whether for rail or road, the author wishes the reader a wealth of good ideas in the planning and a well-organised and safe execution.

Ertüchtigung der Pfeilerzellenmauer für die Oleftalsperre

Rehabilitation of the Olef Buttress Dam

Réhabilitation du barrage à contreforts de Olef

Reinhard SEELING

Prof Dr.-Ing.
Rhein. Westf. TH
Aachen, Bundesrep. Deutschland



Reinhard Seeling, born 1936, received his diploma at the Technical University of Stuttgart. After some years in industry, he obtained the degree of Dr.-Ing. and in 1972 was appointed Professor for "Planungsverfahren im Baubetrieb" at the Technical University of Aachen. He is the author of about 100 publications and consultant for several realized construction projects.

Heinz-Günter HOFFMANN

Baudirektor
Talsperrenverband Eifel-Rur
Aachen, Bundesrep. Deutschland



Heinz-Günter Hoffmann, Jhrg. 1926, Baudirektor und Erster Geschäftsführer des Talsperrenverbandes Eifel-Rur, Aachen. Studium des Bauingenieurwesens – Fachrichtung Wasserbau – an der RWTH Aachen; Diplomprüfung im Mai 1953. Nach Tätigkeit in der staatlichen Wasserwirtschaftsverwaltung des Landes NW und beim Ruhrtalsperrenverein im August 1955 Ablegung der Großen Staatsprüfung – Fachrichtung Wasser-, Kultur- und Straßenbau.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Talsperrenverband Eifel-Rur in Aachen hat 1954 zur Abriegelung des Oleftales im Einzugsgebiet der Rur einen Steinschüttdamm mit Oberflächendichtung ausgeschrieben. Durch den Sondervorschlag einer Firma zeigte sich, daß der Bau einer aufgelösten Pfeilerstaumauer aus unbewehrtem Grobbeton wesentlich kostengünstiger war, der schließlich auch ausgeführt wurde. Im Laufe der Zeit war jedoch festzustellen, daß mit den damaligen Kenntnissen auf den Gebieten der Ingenieurgeologie, der Baustoffkunde sowie der thermischen Verhältnisse die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes nicht zu erreichen war. 30 Jahre später mußte eine durchgreifende Sanierung unter Verwendung modernster Technologien vorgenommen werden.

SUMMARY

Tenders were invited in 1954 for the construction of a rockfill dam with upstream membrane in the catchment area of the Rur in the Olef Valley. The proposal of one firm showed that a hollow buttress dam with reinforced coarse concrete would be considerably cheaper to build. This proposal was finally carried out. Over the years, however, it became evident that the knowledge at that time in the areas of engineering geology, material behaviour and the thermal conditions was inadequate to achieve a durable performance of the structure. 30 years later a thoroughgoing rehabilitation using the latest technologies had to be undertaken.

RÉSUMÉ

En 1954, un barrage-digue en pierre avec une couche d'imperméabilisation superficielle avait été mis en soumission pour barrer la vallée de Olef, dans le bassin d'accumulation de la Rur. Le contreprojet d'une entreprise avait alors montré que la construction d'un barrage à contreforts en béton était nettement plus avantageuse. Le contreprojet fut finalement exécuté. Au cours des années, il a fallu cependant constater que, sur la base des connaissances de l'époque dans le domaine de la géotechnique, du génie des matériaux, et des conditions thermiques, il n'était pas possible d'assurer la durabilité de l'ouvrage. Trente ans plus tard, une réhabilitation importante a dû être entreprise à l'aide d'une technologie moderne.

1. ALLGEMEINES

In den Jahren 1955 - 59 wurde bei Hellenthal in der Nordeifel die Olefstauammer errichtet. Sie besteht aus 14 Hohl Pfeilern, die als eigenständige Tragglieder mit jeweils 2 cm breiten, abgedichteten Fugen konzipiert sind. Die Gesamtlänge der Stauammer beträgt 282 m, die Kronenbreite 5,70 m und die größte Höhe ca. 59 m über der Gründungssohle. Der Stauinhalt von 20 hm³ dient vornehmlich der Trink- und Brauchwasserversorgung, aber auch dem Hochwasserschutz, der Niedrigwasseraufhöhung und der Energieerzeugung (Fig. 1).

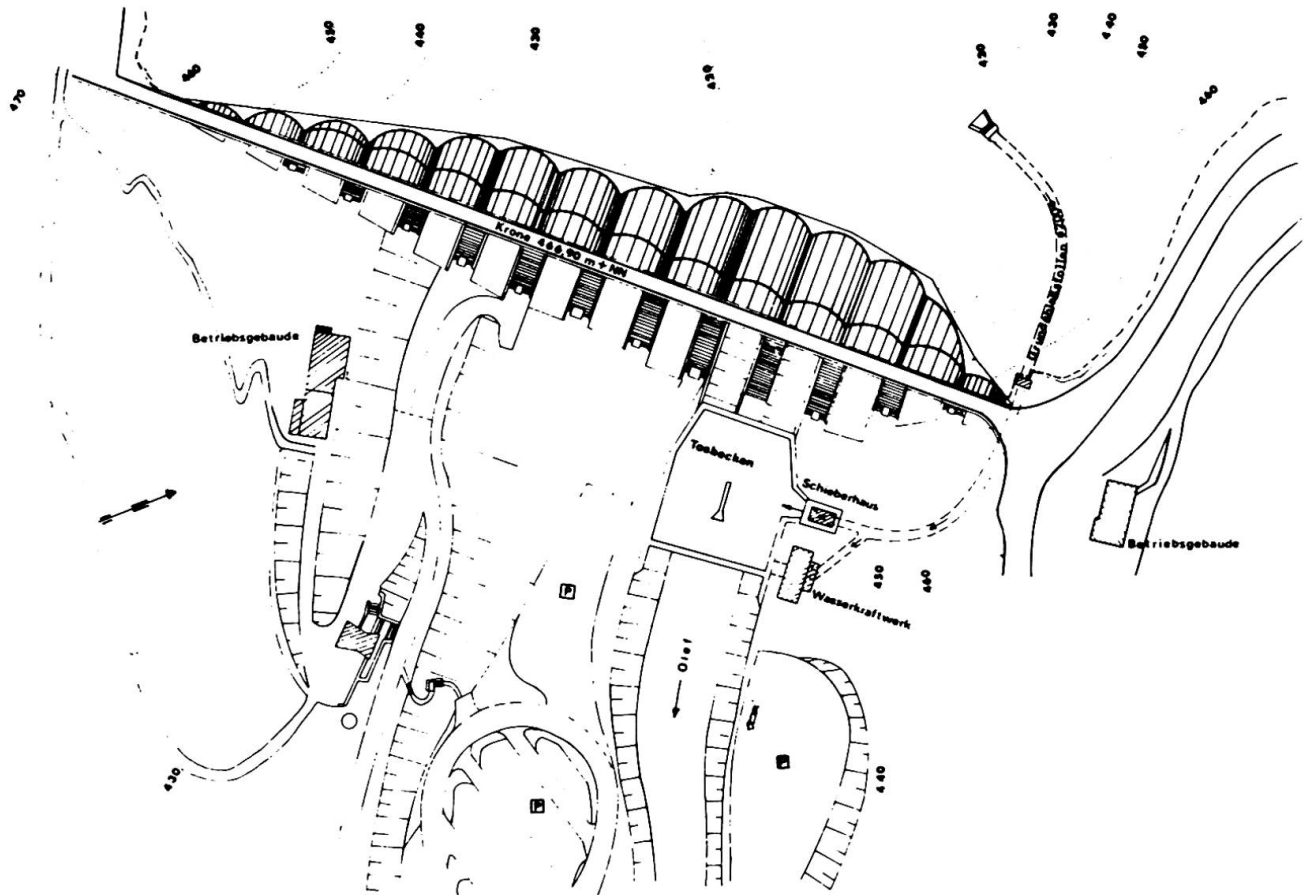


Fig. 1 Lageplan

Die Form der Zellen (Pfeiler) war so gewählt, daß aus Eigengewicht und Wasserdruck keine Zugspannungen auftraten. Daher konnte die Stauammer aus unbewehrtem Grobbeton mit 30 % Steinen (Kantenlänge bis 40 cm) und 70 % Beton mit je 250 kg/m³ eines Spezialzementes mit geringer Wärmeentwicklung hergestellt werden, so daß der Zementgehalt im fertigen Beton mit ca. 175 kg/m³ relativ gering war.

2. VERSTÄRKUNG

Bereits während der Bauzeit traten Risse vom Fundament bis in das obere Drittel der Pfeilerscheiben auf, weil der Fels in der Gründungssohle viel fester war als bei der Berechnung angenommen und das Schwinden des Betons behinderte. Man entschloß sich, die Pfeiler im Inneren durch 40 cm (oben) bis 60 cm dicke bewehrte Stahlbetonwände zu verstärken. Mit 25 t-Spannkern wurden die neuen Stahlbetonwände mit den unbewehrten Pfeilern schubfest verbunden. Auf 4 m² Wandfläche wurde 1 Spannanker gesetzt. Diese Verstärkungsmaßnahme wurde 1962 - 64 ausgeführt.

Gleichzeitig wurden auch die zur Luftseite ursprünglich offenen Räume zwischen den Hohlzellen auf ganze Höhe durch thermische Schutzwände geschlossen, um die starken Schwankungen der Außentemperaturen von $+20$ bis -15°C auf ein Minimum herabzusetzen. Tatsächlich werden seither dort nur Schwankungen zwischen $+5$ und $+12^{\circ}\text{C}$ beobachtet. Danach konnte die Staumauer ihre Aufgabe erfüllen.

3. ERTÜCHTIGUNG

Nach etwa 10jährigem Betrieb traten im Winter 1974/75 erneut Risse auf, diesmal überwiegend auf der Wasserseite im Bereich der ca. 15 m hohen Wasserwechselzone. Auch auf dem luftseitigen Pfeilerrücken traten überall Haarrisse auf, die jedoch keinen Einfluß auf die Standsicherheit der Mauer haben. Während die zumeist nur 20 bis 25 cm tiefen Risse im Druckzonbereich der Stauwand unbedenklich waren, wurden die Risse im Zugbereich der Kragarme als Einschränkung der Tragfähigkeit angesehen. Als Rißursache wurden hauptsächlich Eigenspannungen im unbewehrten Grobbeton infolge des Schwindens und nichtlinearer Temperaturverteilung herausgefunden.

Aus Sicherheitserwägungen wurde das zulässige Stauziel unverzüglich um 10 m reduziert. Darüber hinaus wurden die Risse mit dauerelastischem Material an der Oberfläche geschlossen. Eine Außerbetriebnahme der Talsperre schied aus Gründen der Versorgungssicherheit jedoch aus. Da insbesondere die Temperatureinflüsse, die bei der ursprünglichen Bemessung noch nicht genau genug bekannt waren, weiter fortbestehen, genügte es zur Herstellung einer voll gebrauchsfähigen Staumauer nicht, allein die Rißschäden zu sanieren, sondern die Konstruktion selbst mußte ergänzt und verbessert, also "ertüchtigt" werden. Die Ertüchtigungskonstruktion wurde so konzipiert, daß das ursprüngliche Tragverhalten der Mauer erhalten bleibt, d.h. 14 einzelne Hohl Pfeiler leiten die äußeren Kräfte in den Untergrund und stellen mit ihren Kragarmen den wasserdichten Abschluß des Tales her. Dies wurde bei der schließlich ausgeführten Lösung dadurch erreicht, daß im unteren Bereich die Kragarme auf der Luftseite unterstützt und im oberen Drittel der Mauer eine 50 cm dicke Stahlbetonschale auf der Wasserseite vorgesetzt wurde (Fig. 2). Die neuen Elemente wurden durch Anker kraftschlüssig mit der alten Konstruktion verbunden.

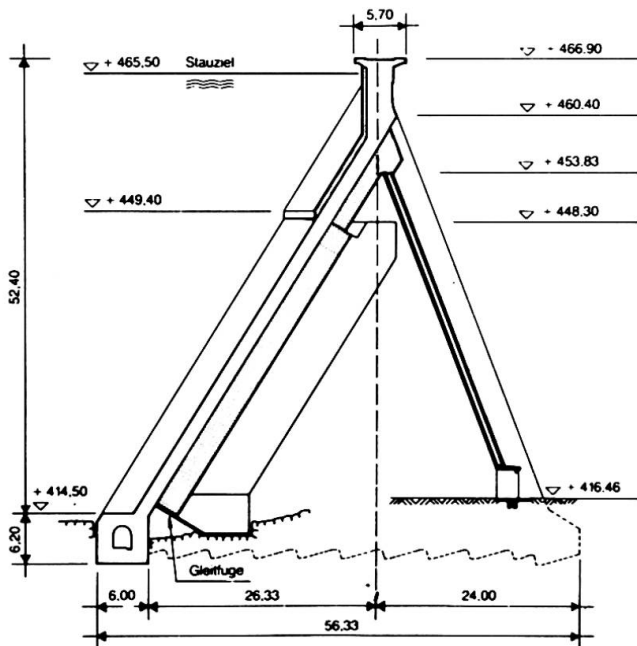


Fig. 2 Querschnitt durch die Pfeilerfuge.

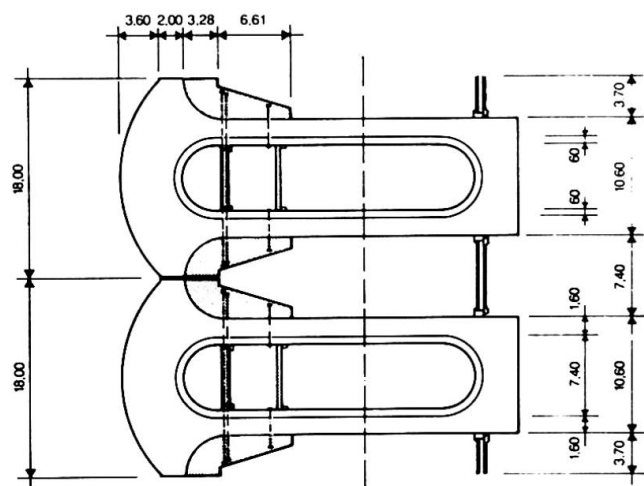


Fig. 3 Horizontalschnitt im unteren Ertüchtigungsbereich.



4. UNTERSTÜTZUNGSBALKEN AUF DER LUFTSEITE

Die luftseitige Kragarmunterstützung erreichte beim höchsten Pfeiler etwa $2/3$ der Gesamthöhe (ca. 40 m). Sie besteht aus den beiden symmetrischen Abstützbalken von rechts und von links (Fig. 3). Damit die äußere (außermittige) Last aus den Kragarmen an die Pfeilerscheiben abgegeben werden kann, mußten Zug- und Druckglieder im Pfeilerhohlraum angeordnet werden (Fig. 4 und 5), um Biegespannungen in den alten Pfeilerscheiben auszuschließen.

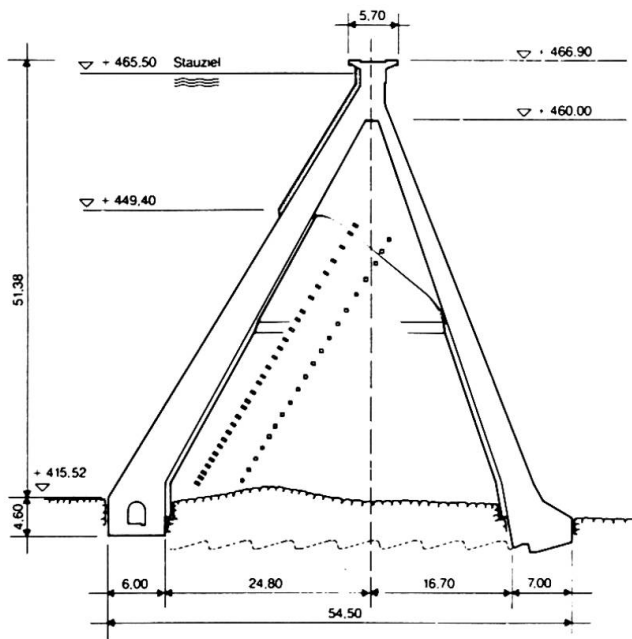


Fig. 4 Querschnitt durch die Hohlzelle mit den Zug- und Druckbalken.

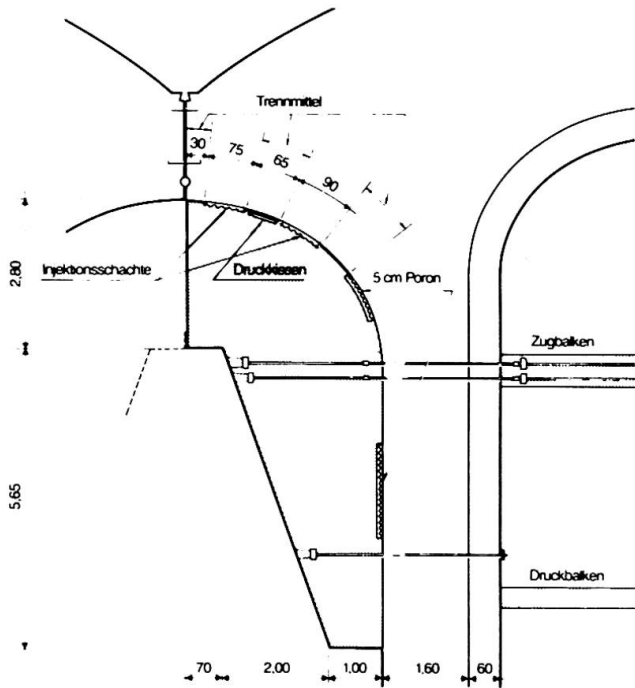


Fig. 5 Abstützbalken und Verankerungen auf der Luftseite.

Durch das Abkühlen des neuen Betons und infolge des Schwindens verkürzt sich der Abstützbalken. Durch aufgebrachtetes Trennmittel wird eine Haftung am Altbeton verhindert. Es bildet sich infolge dessen ein Spalt zwischen Kragarm und Unterstützungskonstruktion, der injiziert werden muß. Um die lange Dauer des Schwind- und Kriechprozesses vorwegzunehmen, wurden Druckkissen aus Stahlblech zwischen Kragarm und Abstützbalken eingebaut, die vor dem Injizieren auf Druck gebracht wurden und auf diese Weise den Spalt vergrößerten. Dadurch wurde erreicht, daß die Kragarme auch nach dem Abschluß von Kriechen und Schwinden von der neuen Konstruktion kraftschlüssig unterstützt werden (Fig. 5).

Um die Temperaturspannungen im zulässigen Bereich zu halten, mußten im Kontaktbereich zwischen Alt- und Neubeton Kühlschlangen eingelegt werden, durch die Kühlwasser geleitet wurde. Außerdem wurden in den Trennzonen 5 cm starke, einseitig profilierte Poronplatten verlegt, über deren Hohlräume mit Luft gekühlt wurde.

5. ERTÜCHTIGUNG AUF DER WASSERSEITE

Die wasserseitige Ertüchtigungskonstruktion besteht aus einer 50 cm dicken, schlaff bewehrten Stahlbetonschale mit Verankerung im Altbeton (Fig. 6 und 7). Hierfür war auf der Luftseite hinter den Kragarmen ein Lastverteilungsbalken erforderlich. Zur Herstellung des Haftverbundes wurde der Altbeton gesandstrahlt und bereits bei einer Betonfestigkeit von 12 N/mm^2 eine Teilvorspannung aufgebracht. Die Bewehrung des Vorsatzbetons hat die Risse auf 0,1 mm

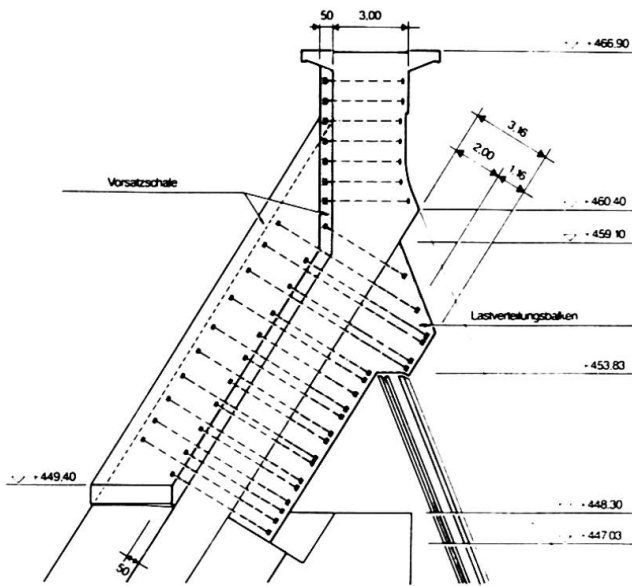


Fig. 6 Obere Verstärkungen.

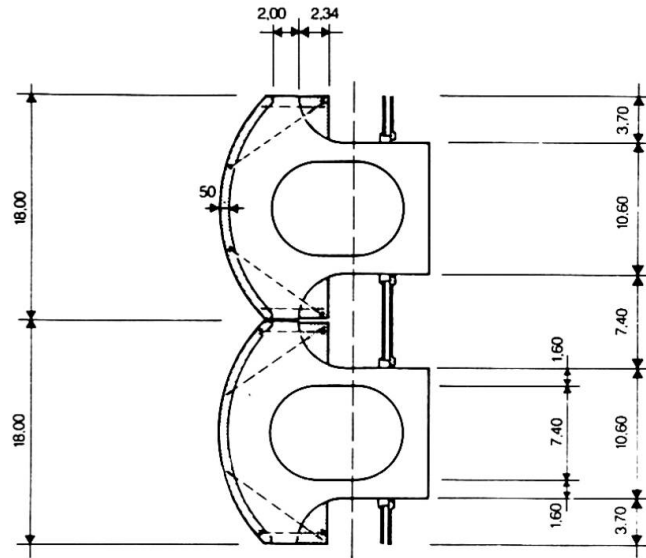


Fig. 7 Horizontalschnitt im oberen Er-tüchtigungsbereich.

zu beschränken (Fig. 6 und 7).

Für die Ausführung der Konstruktion auf der Luft- und Wasserseite wurden nach umfangreichen Eignungsversuchen unterschiedliche Zemente und Rezepturen verwendet. Insbesondere ist die Frostbeständigkeit eine besonders wichtige Forderung auf der Wasserseite gewesen.

6. ZUR BAUAUSFÜHRUNG

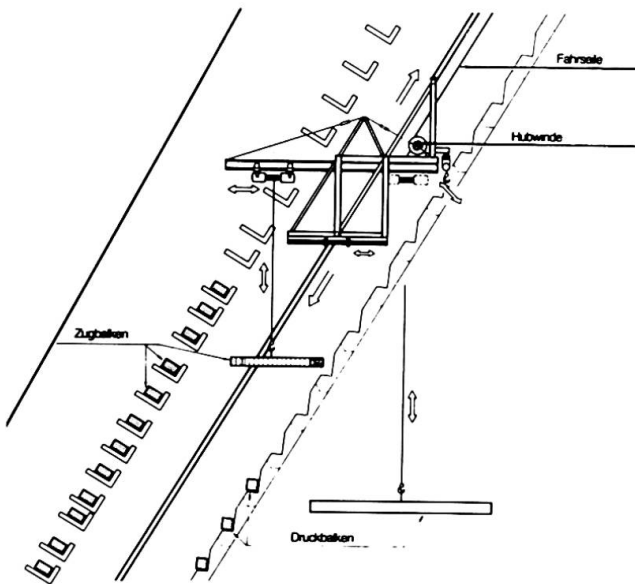


Fig. 8 Montagebühne in den Pfeilerhohl-zellen.

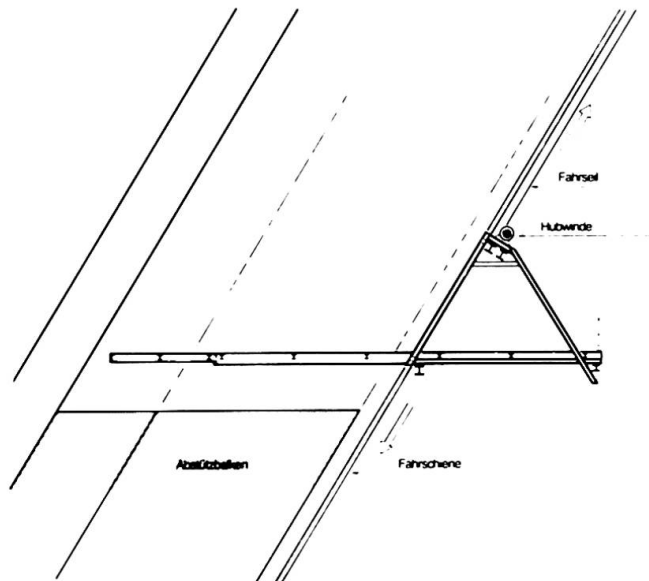


Fig. 9 Arbeitsbühne und Schalungsträ-ger im Pfeilerzwischenraum.



Die Arbeiten in den Hohl Pfeilern sowie zwischen den Pfeilern wurden von Arbeitsbühnen ausgeführt.

Die Montagebühne innerhalb der Hohlzellen diente zum Bohren der Ankerlöcher und zum Montieren der vorgefertigten Zug- und Druckbalken mit Längen bis zu 7,00 m (Fig. 8).

Die Arbeitsbühne zwischen den Pfeilern (Fig. 9) diente für die vorbereitenden Arbeiten wie Sandstrahlen des Altbetons, Aufbringen des Trennmittelanstrichs, Montage der Injektionsschächte und der Druckkissen sowie der schlaffen Bewehrung. Danach wurde die Arbeitsbühne zur Aufnahme der Schalung umgebaut. Die Abstützbalken wurden im Kletterverfahren in 3,00 m hohen Abschnitten hergestellt, der Beton mit Betonpumpe eingebracht.

Auf der Wasserseite wurde ebenfalls in 3,00 m hohen Kletterabschnitten gearbeitet. Nach dem Sandstrahlen und Setzen der Dübel konnte die Bewehrung eingebaut, die Schalung geklettert und der Beton mit dem Krankübel eingebracht werden. Die Betondeckung der Bewehrung wurde mit 6 cm festgelegt.

7. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die ursprüngliche Absicht, die Pfeilerzellenmauer der Olefstaumauer aus unbewehrtem Beton herzustellen, hat sich letztlich nicht dauerhaft verwirklichen lassen. Die Belastungen aus Eigengewicht und Wasserdruck haben dies zwar erlaubt, aber durch Kriechen und Schwinden sowie aus den ständig wechselnden Temperaturunterschieden entstehen unvermeidbar so große Zugspannungen, daß auf eine Stahlbewehrung im Beton nicht verzichtet werden kann. Durch die im Jahr 1985 abgeschlossenen Arbeiten ist die alte Olefstaumauer nachträglich in eine Stahlbetonkonstruktion umgewandelt worden, ohne daß der Stauinhalt ganz abgelassen werden mußte. Durch diese Baumaßnahme ist die Zukunft des Bauwerks gesichert.

LITERATURVERZEICHNIS

1. Hoffmann, H.-G., Die Ertüchtigung der Olefstaumauer. Wasserwirtschaft 75 (1985), S. 308-316.
2. Gerber, K.-H. und Linse, D., Rechnerischer Nachweis der Gebrauchsfähigkeit der Stauwand einer Pfeilerkopfstaumauer. Bauingenieur 62 (1987), S. 171 - 77.
3. Bächer, E., Die Staumauer der Olefstaumauer - Konstruktion und Ausführung der Ertüchtigung. Vorträge Betontag 1985, S. 390 - 403.

Steel Cover Structures for the Renovation of Large Temples

Structures métalliques pour la restauration de grands édifices en bois

Stahlrüstung für die Renovierung eines großen Holzbaues

Harunori ARAKAWA
Chief, Build. Eng. Dep.
Shimizu Construction Co.
Osaka, Japan



Born in 1934; graduated from school of Architecture, Nagoya Institute of Technology; joined Shimizu Construction in 1957; 1st class Licensed Architect and Licensed Technical Consultant.

Yorihiko OSAKI
Exec. Vice Pres.
Shimizu Construction Co., Ltd.
Tokyo, Japan



Born in 1921; graduated from Aeronautical Science school, Engineering Department, Tokyo Imperial University; after teaching at Tokyo University as a Professor, joined Shimizu Construction in 1982 as an Executive Vice President and also assumed the post of the President of Osaki General Research Institute;

SUMMARY

There are very many large Shinto and Buddhism temples built of timber in Japan. Reconstruction or repair of such buildings, when required, is made by placing a large cover structure which covers them up entirely. In conventional practice, it used to be fabricated by the use of wooden logs and manpower. In the recent large scale repair of the Todaiji Temple in Nara, a rationally designed steel structure was used utilizing steel scaffold materials also used for repair of the Zaodo Temple on Mt. Kinbusan.

RÉSUMÉ

Il existe au Japon de nombreux temples shintoïstes et bouddhistes construits en bois. La reconstruction partielle ou la réparation de ces bâtiments, lorsqu'elle s'avère nécessaire, est réalisée après que les temples ont été entièrement recouverts d'une structure provisoire. Au cours des réparations importantes qui ont été effectuées sur le temple de Todaiji à Nara, une telle structure métallique a été conçue tandis qu'une application faisant appel à un échafaudage en acier a été réalisée pour la réparation du temple Zaodo sur le Mont Kinbusan.

ZUSAMMENFASSUNG

In Japan gibt es eine große Anzahl aus Holz gebauter shintoistischer und buddhistischer Tempel. Die Rekonstruktion oder Reparatur solcher Gebäude erfolgt nach der Errichtung einer Hüllstruktur, die den Tempel vollständig einschließt. Bei konventionellen Verfahren wurde die Hüllstruktur aus Holz von Hand errichtet. Bei der letzten Großreparatur des Todaiji Tempels in Nara gelangte eine rationell konstruierte Stahlstruktur zum Einsatz. Auch für die Reparatur des Zaodo Tempels auf dem Berg Mt. Kinbusan wurde eine ähnliche Struktur mit Stahlgerüst verwendet.



1. PREFACE

Traditionally in Japan, the very large temporary protective shelter known as SUYANE has been used for new construction, restoration or extensive renovation of large scale wooden religious buildings such as Buddhist temples or Shinto shrines. The SUYANE is large enough to contain the overall subject, to protect rain at the stage of replacing the roofing, and protect moisture at the stage of repairing timber frames and plastering walls, for normally, total work at an event will take more than 10 years, long enough to damage them without proper isolation from exposure to the atmosphere.

For long years, SUYANE have been constructed with timber logs, each weighing about 25kg, which can be handled by one man without any machinery, and can be performed even at the top of a mountain.

As the system depends on experience, its structural durability is not always perfect. It often suffered from typhoon and snow. Modern rationalized structural design construction methods were required for large span renovation works.

2. CASE STUDIES

2.1 Case 1: Todaiji temple. Extensive repair work (1974-1979)

Todaiji temple is a wooden building for setting up a large Buddhist image that is about 25 m tall, and was constructed in 751. The building was burned twice during wars. And the one that we can see at the present time was reconstructed in 1709. This scale is 57 m width, 50.5 m depth, and 46.8 m height.

The work condition was severe as worshippers were allowed to visit the temple at any time, and no leakage of rain fall was allowed during roof replacement, therefore SUYANE was essential for the work.

The temple is the largest wooden structure in the World; (57 m x 50.5 m, and 46.8 m height.) And no doubt, SUYANE should be larger than the temple. Steel structure was adopted and structurally it should be completely independent from the temple at any detail.

The construction was subject to difficulties because of the small working space around the temple, which did not allow a large mobile crane to access it. A very special portal crane was examined, again working space was too small. And the expenses for special crane was subject to the economy for the work. In addition, no piling was allowed at the site because

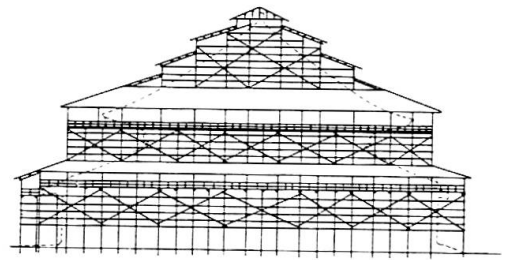


Fig. 1, Traditional SUYANE with logs at Higashi-Honganji temple, Kyoto

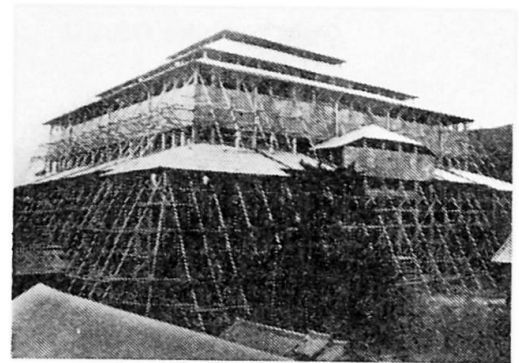


Fig. 2, Traditional SUYANE with logs

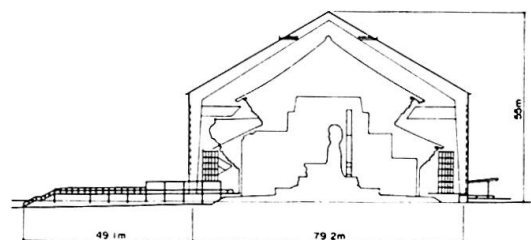


Fig. 3, Todaiji temple SUYANE Cross section

of the anticipated historical remains in the ground.

Under such conditions, the following method was planned;

- 1) Provide a temporary fabrication yard behind the temple.
- 2) Erect two spans of SUYANE at the fabrication yard.
- 3) Slide the fabricated element to the final position to cover the temple.
- 4) Erect further elements of SUYANE to slide to connect to the first element.
- 5) Repeat the process to complete the total SUYANE.

According to the plan, new soil was placed to cover the working area, and temporary concrete foundations with the rails for slide were provided on the new soil, without damaging the original ground.

Data, Total steel component; 2,300 tons

Maximum sliding component; 720 tons.

To cope with various possible difficulties, the following methods were adopted to secure the work:

- *For slide; steel rollers were adopted.
- *For pushing; hydraulic jacks were adopted.
- *For the prevention of deflection of an element during slide; temporary steel members were provided to reinforce the element.
- *For tightening and untightening the steel bolts; a newly developed high strength bolt, called "Slope detection bolt" was adopted, which was by joint development between Kawasaki Steel Corp. and Mitsubishi Electric Corp.

The work was performed along the plan, and achieved successful results.

2.2 Case 2: Kimpusanji temple Zaodo. Roof replacement;

It is told that Kimpusanji Zaodo was constructed in about 660, and was burned several times. And present building was reconstructed in 1591, its scale is 35 m width, 37 m depth, and 29 m height, and its scale is next of Todaiji temple. The work condition were as follows;

The temple stood at an isolated location enclosed by three sides with cliffs. Only a narrow access road existed at the front, which did not allow a large crane and large SUYANE elements to access it.

Once a timber structure was considered for SUYANE, but the economical disadvantages,

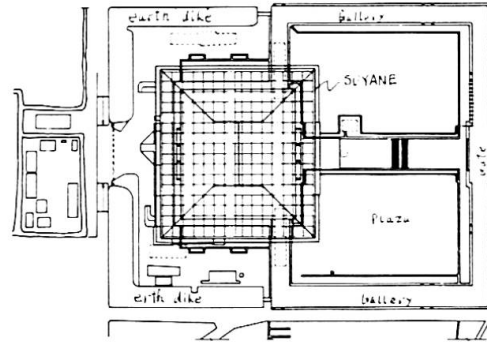


Fig. 4, Todaiji temple SUYANE Layout

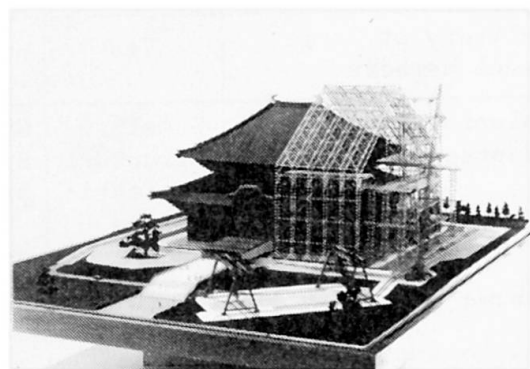
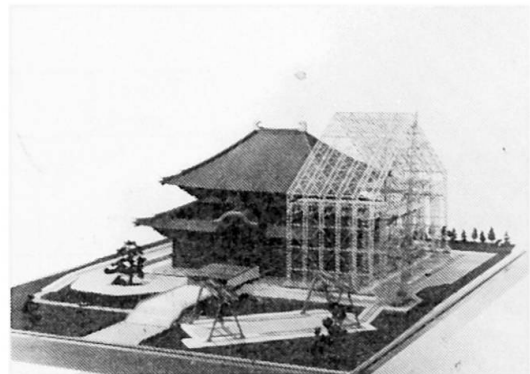
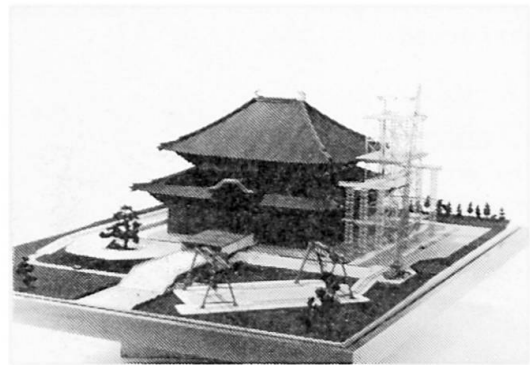


Fig. 5, SUYANE fabricate beside the temple was to moved over the building by rollers



mainly for adopting expensive timber, caused this plan to be abandoned. Alternation to adopt steel scaffolding pipes was examined and realized. In Japan, 48.6 mm dia., 2.5 mm thickness steel pipe was widely used for temporary scaffolding for civil construction.

Various difficulties were overcome as follows to perform the work successfully;

*For the prevention of deflection of the large span SUYANE, provision of the temporary supports from the temple structure at a certain interval.

*For the lack of structural section of a single pipe, bundled plural pipes to be used as a single structural member.

With those practices, the work was sufficiently performed.

3. CONCLUSION

The author believes each scheme adopted at each project was the most practical and inevitable solution, having amassed the possible technologies to meet with each work condition to reach satisfaction for all people concerned.

The adopted SUYANE schemes for the work conditions of the two projects are shown in the table below.

	Todaiji temple	Kimpusanji temple
Allowing worshippers to visit the temple during renovation	Yes	Yes
Support from temple structure	No	Yes/No
Delivery of large equipment to site	Yes	No
Delivery of large steel members	Yes	No
Solution; Adopted SUYANE	Steel structure Prefabrication	Group use of Scaffolding pipes

Scheme of SUYANE adopted to meet the conditions

Fig. 9, Kimpusanji temple, Zaodo SUYANE Section

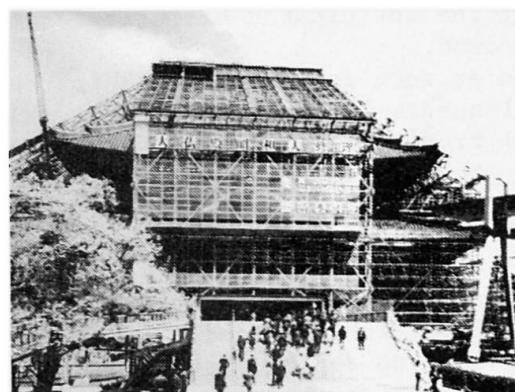


Fig. 6, Todaiji temple SUYANE Under construction



Fig. 7, Todaiji temple External view after renovation

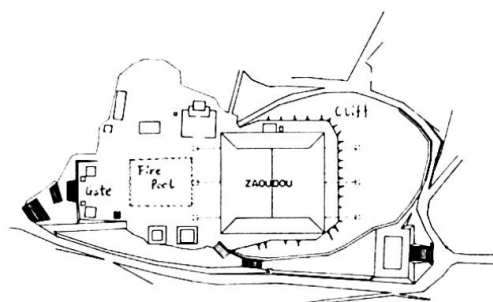
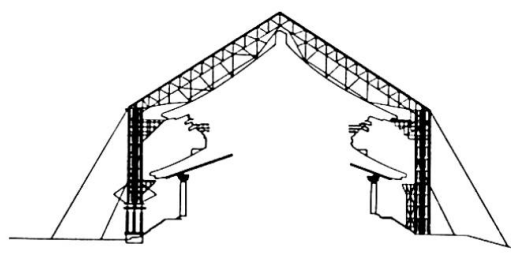


Fig. 8, Kimpusanji temple, Zaodo Layout



	Todaiji temple	Kimpusanji temple
Erection & dismantlement by mobile crane	No	No
Erection & dismantlement by portal crane	No	No
Erection & dismantlement by fixed crane	No	No
Erection & dismantlement by sliding method	Yes	No
Erection & dismantlement by workers	No	Yes

Construction method adopted to meet each condition

The author expects this report to encourage engineers to successfully confront similar work in the future.

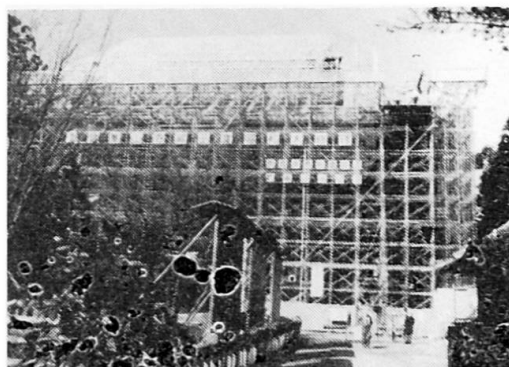


Fig.10, Kimpusanji temple, Zaodo SUYANE Under construction



Fig.11, Kimpusanji temple, Zaodo Manual removal of roof

Fig.12, Kimpusanji temple, Zaodo SUYANE Plural pipes bundles



Leere Seite
Blank page
Page vide

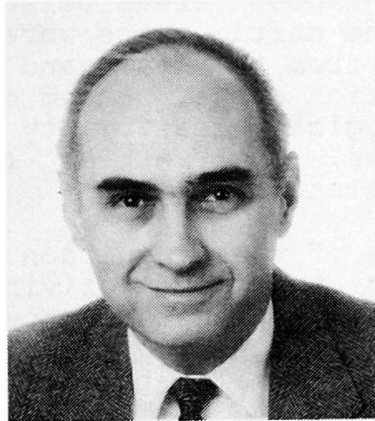
Feasibility of Robotics in Construction

Emploi de la robotique dans l'industrie de la construction

Anwendungsmöglichkeiten von Robotern im Bauwesen

Daniel W. HALPIN

Prof. of Constr. Eng. and Mgmt.
Purdue University
West Lafayette, IN, USA



Daniel W. Halpin, born in 1938, received Civil Engineering degrees from the Univ. of Illinois. He has been Director of Construction Management programs at Georgia Institute of Technology, The Univ. of Maryland, and Purdue University.

SUMMARY

This report examines issues which relate to the feasibility of using robotics in the construction industry. Major factors influencing this topic include need for automation, technological feasibility, and the economics of implementation.

RÉSUMÉ

Cet article traite de l'emploi de la robotique dans l'industrie de la construction. Les facteurs principaux concernent le besoin d'automation, les possibilités technologiques et les aspects économiques.

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Referat werden Themen der Automatisierung von Bauprozessen und die Anwendung von Robotern in der Bauindustrie behandelt.



1. INTRODUCTION

This paper presents some conclusions based on a study into the feasibility of using robotics in the construction industry. In the course of the study, the importance of data integration to support automated devices became apparent. In order to concentrate on processes which have potential and exclude those processes which are not strong candidates for automation, brainstorming sessions were held with contractors in the Atlanta and Washington areas to select processes for further evaluation. The participants were asked to consider construction processes from the heavy and highway, building, and industrial construction areas. Based on an evaluation of the need and technological feasibility of automating or robotizing each process, thirty-three (33) processes were selected for careful evaluation.

One of the premises of the evaluation of each of the 33 selected processes was that the driving force supporting robotization of a production process is the need and economic feasibility of the robotization. Counterbalancing this need, however, is the technological state of the art which can either support or present formidable barriers to the automation.

2. CHARACTERISTICS OF TECHNOLOGICAL FEASIBILITY

Certain processes rank as highly feasible from a technological point of view because of special characteristics. They are processes which are related to processing of surface areas (e.g. sandblasting, bushhammering, concrete finishing) and either require no material application (e.g. concrete finishing, bushhammering) or have to do with the application of a fluid or semi-fluid material (e.g. sandblasting, shotcreting). On the other hand, those processes which rank low in technological feasibility require complex operations involving the movement, attachment, etc. of solid components or objects to a fairly high level of precision (e.g. plumbing, structural precast).

Although automation to increase worker productivity is possible in such processes as forming or plumbing, the level of technology in sensors, artificial intelligence, and allied areas is not presently available to support closed loop automation of such activities. Notwithstanding the fact that Japanese firms such as Kajima report the development of reinforcing steel placement "robots," these are devices with local end-of-arm tooling automation requiring continuous human monitoring. They are not true robots in the sense of the closed loop definition of a robot (i.e. no human intervention required).



3. ROBOTIZATION BASED ON DANGEROUS ENVIRONMENTS

Unsafe and hazardous environments provide the economic/need rationale for application of robotics in construction. A typical example of this is the teleoperated Remote Reconnaissance Vehicle (RRV) developed at Carnegie-Mellon University for work in the clean up of the Three Mile Island reactor building. Another application related to construction which may drive the advance of semi-automation or teleoperation of earthmoving equipment is the large amount of funding available to clean up toxic waste dumps. Large companies such as Bechtel are actively seeking methods of remotely controlling loaders and trucks. Presently equipment operators involved in these clean up activities are subjected to dangerous chemicals and pollutants. Although operators wear protective clothing, the long term effects of this activity are not clear and removing the human operator from this dangerous work is considered to be an urgent priority.

4. NEED BASED ROBOTIZATION

Examination of the processes which rank high based on the needs criterion confirms the assertion that dangerous or unhealthy process environments provide an important basis for robotization. Those processes (of the 33 reviewed) with high rankings for need include:

- (1) Bush Hammering
- (2) Concrete Placement
- (3) Drywall Installation
- (4) Painting
- (5) Tunneling
- (6) Wall Finishing
- (7) Sandblasting

The tunneling processes place workers at risk due to the multitude of imponderables associated with sub-surface construction. Cave-ins, toxic fumes and gases, and similar unhealthy or dangerous aspects contribute to an environment in which the human exposure to hazard is very high. Bush hammering, sandblasting, painting, and wall finishing (to include drywall installation) generate dust or toxic fumes which are unpleasant and hazardous to the health of the worker.

Other highly ranked processes based on the need criterion although not associated with particularly unhealthy or dangerous environments, are candidates for automation due to labor intensity or repetition.



Need must be sufficient to offset any technological obstacles to automation or robotization. In effect, the economics of robotization are driven by one or a combination of need categories. For technically complex situations, the need must result in such large economic benefits that the payoff is sufficient to offset the large developmental and market penetration costs. One process which was not addressed in the set of 33 and which promises such a large payoff is industrial piping. It is estimated that up to 40% of the costs of industrial plants (e.g. petro-chemical, power generating, etc.) are tied to piping. Such plants range in value up to 1 to 2 billion dollars for nuclear power or large fossil fuel plants. This would indicate that between 300 to 400 million dollars may be tied up in piping on a billion dollar industrial plant. A savings in the fabrication or installation of piping amounting to 5% would yield a significant reduction in plant cost.

For this reason, economic benefits associated with improved production and quality on large industrial plants may support robotization for processes which are weak candidates based purely on the hazardous environment criterion. The best example of this economic benefit driving automation developments is the induction bending of industrial piping to reduce welds and increase productivity and quality. For processes which contribute significantly to the overall cost of a construction project, automation to reduce skilled labor requirements and increase productivity and quality will often support developmental costs.

For this reason, partial automation of concrete, piping, and earthmoving operations may be justified from an economic point of view. Particularly, the ability of a robot or automated technique to reduce the required skill level while maintaining or improving the required level of quality will offset the costs of developing supporting technology. The use of lasers to achieve semi-automation of heavy equipment has been widely reported. Automation breakthroughs which improve the rate of placement and quality of concrete, both in the precasting plant and on the site, can be expected to support the investment required to achieve semi- or full-automation.

5. ROBOTICS FOR INSPECTION TASKS

One area of robotics application in construction which was not considered directly in the 33 processes selected for analysis is the area of construction inspection. The initial brainstorming concentrated on processes which were production oriented. Although not production oriented, inspection by automated devices in many cases seems to exhibit the need, technological, and economic characteristics which justify robotization. In some cases, inspection activities must be carried out in dangerous or difficult to reach locations.

For instance, inspections of augured piles or caissons to determine whether the required bearing strata has been reached place human inspectors in dangerous situations. Often the inspector is required to descend into the pile casing to determine the characteristics of the substrata. Toxic gases may be encountered. Automated devices can be used to develop the required information using sensors.

Tile inspection devices to check the bonding of tiles to large vertical surfaces in buildings have been developed in Japan. Inspections of suspension or post-tensioning cables on bridges could be conducted on a continuing basis by robot like devices. Similar inspections in drains, channels, pipelines both above and below grade could be accomplished by semi-intelligent devices. Inspections of large tanks offer a similar opportunity. Many inspections of this type are both tedious and performed in a dangerous environment. Further they are of a continuous nature and commit the human inspector to boring and dangerous work for extended periods of time.

It would appear that the development of inspection robots would be a cost effective application of existing technology to the needs of the construction industry. Research in the development of such semi-intelligent robots would provide a base of information regarding the problems involved in developing more sophisticated production robots.

6. SUMMARY

Several points appear to be central to the development of robots for the construction industry based on the research to date.

(1) Tasks which require assembly and installation of objects (particularly heavy prismatic solids) are not feasible using the present robotics technology.

(2) Tasks which involve the application of fluids or fluid like materials are better adapted to the material handling capabilities of existing robotics technology.

(3) Construction activities related to the preparation or processing of large surfaces are well adapted to construction automation. Particularly, when no material must be applied to the surface to be processed (e.g. bush hammering, concrete finishing), robotics can be applied.

(4) Inspection tasks appear to be well adapted to automation and robotization.

(5) Operations in unsafe environments offer excellent opportunities to apply robotics or teleoperation. Economics and worker safety considerations support significant developmental investment to robotize unsafe and dangerous work processes.



(6) The application of robotics to processes with significant economic potential (e.g. piping in industrial construction) may be justified if the synthesis of existing technologies support a high probability of successful development.

(7) Although processes involving the processing and assembly of solid objects are poorly suited to "closed loop" robotization, certain tasks within such processes may be candidates for automation with human support. For instance, although plumbing piping is a poor candidate for robotization, automation of the connection of piping using automated techniques (i.e. automated sleeving) and worker operated devices are good candidates for new technology application.

(8) Production of certain processes can be enhanced by using semi- or partial automation to reduce the skill level required of the human worker or operator.

7. REFERENCES

1. Halpin, D. W. et. al., "Robotics Feasibility in the Construction Industry," Final Report, National Science Foundation Grant CEE 8696051, Department of Civil Engineering, U. of Maryland, Nov. 1987.
2. Halpin, D. W., "Technology in Architecture, Engineering, and Construction," Task 1/2, Report to the Office of Technology Assessment, U.S. Congress, February 24, 1986.
3. Reinschmidt, K. F., "Automation in the Construction Industry," Paper Presented at the Symposium on Innovations in Computer Technology for the Building Industry, National Academy of Sciences, Washington, D.C., October 24, 1987.
4. Whittaker, W. L., "Cognitive Robots for Construction," Robotics Institute Annual Report, Carnegie-Mellon University, 1985.

Utilisation des torons gainés graissés/cirés en précontrainte extérieure

Verwendung aussenliegender ummantelter Spannglieder mit Fett/Wachs Schutz

Introduction of unbonded, greased or waxed, tendons in external prestressing

Alain CHABERT

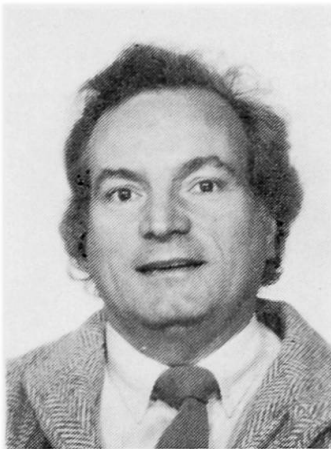
Chef, Techn. et Equi.
LCPC
Paris, France

Pierre JARTOUX

Chef, Dép. Précontrainte
Freyssinet International
Coignières, France

Pierre VILLETTE

Chef, Dép. Précontrainte
CITRA
Vélizy-Villacoublay, France



RÉSUMÉ

Traditionnellement employé dans le domaine du bâtiment, le toron gainé graissé/ciré est utilisé depuis peu en France en précontrainte extérieure. Compte tenu du contexte économique actuel, deux détenteurs de procédé de précontrainte avec la participation d'un organisme de recherche, ont proposé des solutions originales et audacieuses pour la réparation d'ouvrages d'art en béton précontraint, le renforcement de structures cylindriques (silos), la construction d'ouvrages d'art, grâce aux performances du toron gainé graissé/ciré (protection – faible frottement).

ZUSAMMENFASSUNG

Spannlitzen mit Korrosionsschutzmasse (Fett/Wachs) und PE-Ummantelung, die bisher auf dem Gebiet des Bauwesens Anwendung gefunden haben, werden seit kurzer Zeit in Frankreich in der Spannbetonbauweise mit aussenliegenden Spanngliedern verwendet. Trotz der schwierigen Wirtschaftslage haben zwei franz. Spannverfahreninhaber mit der Hilfe eines Forschungsinstitutes originelle Vorschläge zur Verstärkung zylindrischer Strukturen (Silos) und zur Sanierung von Spannbetonbrücken unter Ausnützung der besonderen Eigenschaften der korrosionsgeschützten und ummantelten Spannlitzen (Schutz – niedriges Reibungsverhalten) unterbreitet.

SUMMARY

Traditionally used in building construction, sheathed tendons, already greased or waxed, have recently been introduced in external prestressing in France. Thanks to this procedure, and in the light of the present economic situation, two prestressing manufacturers, backed by a research institute, have proposed original and daring solutions for the construction and repair of prestressed bridges and for the strengthening of silos.



1. GENERALITES

La mise en oeuvre de la précontrainte extérieure, pratiquée en FRANCE à très grande échelle depuis cinq ans, a fait apparaître des difficultés liées à la manutention des vérins destinés aux unités de 19T15 et au-delà (masse des vérins supérieure à : 1000 kg).

Indépendamment des travaux de recherche d'allègement des vérins, FREYSSINET INTERNATIONAL puis CITRA, avec la collaboration technique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ont développé chacun un système de précontrainte extérieure utilisant des torons gainés graissés/cirés qui permettent de mettre en tension toron par toron, les câbles des grosses unités avec un vérin monotoron dont la masse est de 30 kg environ.

L'utilisation du toron gainé graissé/ciré met en jeu les propriétés suivantes :

- double protection [graisse/cire - polyéthylène haute densité] à la corrosion,
- faible coefficient de frottement : ~ 0.05 .

Ces deux nouvelles techniques, différentes dans leur conception, semblent bien adaptées :

- au renforcement des structures par précontrainte extérieure lorsque l'accès aux gros vérins est impossible (caissons de ponts) ou lorsque le tracé des câbles comporte de grandes déviations (renforcement de structures cylindriques telles que des silos...),
- à la réalisation de structures nouvelles avec câbles longs et très déviés (précontrainte de continuité, continue d'un bout à l'autre du pont - gros réservoirs circulaires) ou lorsque la petite taille de l'ouvrage s'accorde mal avec de gros moyens de construction.

Quelle que soit la technique employée (FREYSSINET INTERNATIONAL ou CITRA) les câbles sont : pesables, ajustables, retendables, détendables et remplaçables.

2. SYSTEME DE PRECONTRAINTÉ FREYSSINET

2.1 Description

La difficulté essentielle rencontrée dans les premières tentatives d'utilisation est la destruction de la gaine PEHD lorsque les torons sont regroupés en paquet, sans précautions particulières.

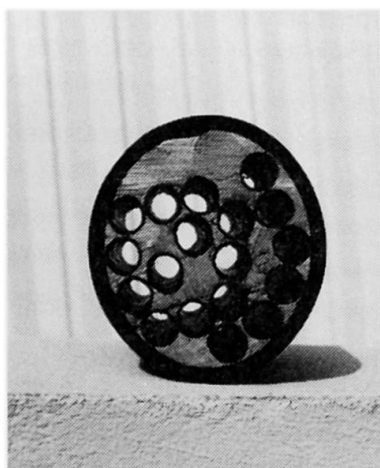


Fig. 1 Section droite d'un câble avec toron gainé graissé (toron enlevé)

Pour que les torons se trouvent dans des conditions d'enrobage analogues à celles pour lesquelles le produit a été créé, FREYSSINET a introduit l'injection avant mise en tension du groupe de torons gainés graissés/cirés enfilés préalablement dans une gaine en polyéthylène continue (Fig. 1).

Parallèlement à des applications réelles sur des ouvrages, ce système de précontrainte a été testé en laboratoire sur les installations de FREYSSINET INTERNATIONAL avec la participation de l'administration des PONTS ET CHAUSSEES (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Laboratoire Régional de BORDEAUX). Le suivi de l'évolution du coefficient de transmission, toron par toron, dans toutes les phases de l'essai, a montré que les caractéristiques du toron seul, étaient conservées pour un paquet de torons utilisés dans les conditions ci-dessus [1]. L'indépendance des torons, à l'intérieur de ce type de câble, permet de pratiquer la mise en tension toron par toron. Bien évidemment, les vérins classiques pour tirer simultanément sur tous les torons

sont utilisables avec ce type de câble. Celui-ci est parfaitement protégé (4 barrières). Il est protégé contre les autres agressions (choc, feu, ...) grâce à la présence du coulis de ciment. Ce système fait l'objet du brevet n° 85 15030.

2.2 Applications récentes de cette technique

2.2.1 Renforcement du pont de CASSENEUIL (1986)

C'est un pont à 3 travées, construit par encorbellement, coulé en place en 1972. Il s'agissait de remettre l'ouvrage en conformité avec les règlements actuels (surcharges, gradient de température).

Le câblage additionnel comportait sur chaque âme 3 câbles de voussoir (2 câbles de 19T15, 1 câble 12T15). Sur proposition de FREYSSINET, le maître d'oeuvre a accepté, avec l'avis favorable du SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes) et du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), de mettre en oeuvre des câbles en toron gainé-graissé au lieu et place de toron galvanisé.

La mise en oeuvre de la précontrainte a mis en évidence les problèmes liés à l'enfilage d'un toron gainé de PEHD dans une gaine elle-même en PEHD. L'enfilage a été finalement réalisé au treuil. Avec ce type de précontrainte, la gaine doit être posée de façon à éviter que des contraintes parasites dues au redressement se produisent à la mise en précontrainte. Pour cet ouvrage on a utilisé, soit des supports accrochés aux âmes du caisson lorsque le câble était très éloigné du hourdis inférieur, soit des calages lorsqu'il en était proche.

La mise en tension des câbles de 140 m de longueur a été faite au vérin monotoron, avec mesure systématique des coefficients de transmission effectuée par le Laboratoire Régional de BORDEAUX. Ces mesures ont mis en évidence l'homogénéité du comportement des divers torons des câbles, confirmant ainsi les résultats des essais et le coefficient de frottement 0.05 du toron gainé graissé.

2.2.2 Renforcement du pont de LANGON (1987)

L'ouvrage est à 3 travées, à section droite à 2 voussoirs coulés en place par encorbellement.

Le câblage additionnel comportait pour chaque caisson 2x2 câbles 11T15 ancrés en rive et sur voussoir de pile.

La mise en oeuvre a bénéficié de l'expérience précédente et des essais réalisés chez FREYSSINET INTERNATIONAL pour diminuer le frottement PEHD/PEHD. Les dispositions du câblage étaient différentes de celles du pont de CASSENEUIL, ce qui rendait plus difficile l'enfilage. Il a été cependant réalisé, sans difficultés, grâce à l'utilisation d'un lubrifiant.

2.2.3 Renforcement des silos

Le système FREYSSINET s'applique aussi aux câbles extérieurs ne comportant qu'un seul toron. Ainsi, pour renforcer les structures cylindriques, le toron gainé graissé/ciré permet, grâce au faible frottement d'obtenir une précontrainte presque uniforme en disposant les ancrages sur une seule génératrice. Exemples : le renforcement du silo à ciment PA.AN en Birmanie (1986) et celui du silo à céréales SAFI au Maroc (1987). (Fig. 2).

2.2.4 Précontrainte des OA 18.21 STRASBOURG (1987)

Il s'agit de deux ouvrages réalisés récemment par l'entreprise CAMPENON BERNARD, en variante de la solution de base. Ces ouvrages sont intéressants à beaucoup de points de vue (voussoirs préfabriqués - assemblage sur bancs - précontrainte extérieure - lancement et ripage) compte tenu du mode de réalisation, la précontrainte de ces

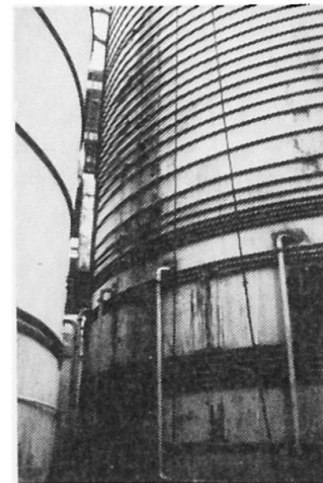
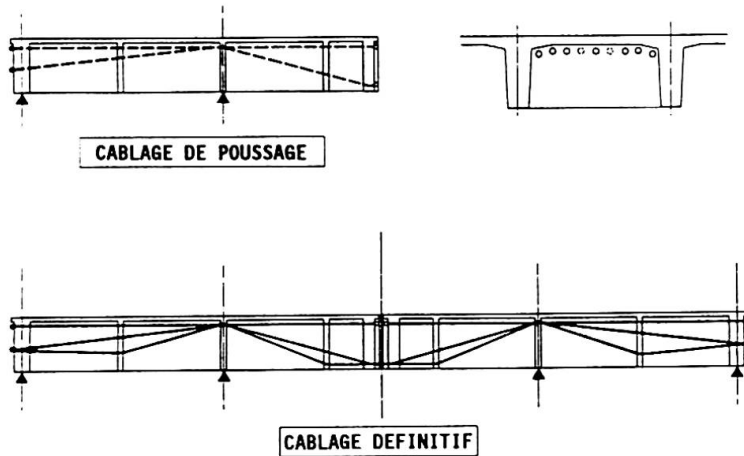


Fig. 2 Silo de PA.AN
Renforcement par
cerces monotoron



ouvrages se présente sous 3 formes : (Fig. 3)



- précontrainte extérieure d'assemblage des demi-poutres caisson en câble 12T15. Cette précontrainte est réalisée par torons gainés graissés regroupés dans une gaine injectée préalablement à la mise en tension. La gaine est supportée par un monotoron de 15 mm tendu, fonctionnant en funiculaire. Le câble court (35 m) est préfabriqué à l'extérieur de l'ouvrage et enfilé par traction au treuil. La gaine est in-

Fig. 3 Schémas de câblage

jectée au coulis de ciment et la mise en tension est faite ensuite toron par toron lorsque le coulis atteint 15 MPa (24 h).

- précontrainte extérieure provisoire pour le lancement réalisée en câbles ordinaires 12T15, démontés après lancement.
- précontrainte extérieure de continuité réalisée en câbles de 19T15 de 70 m de longueur mis en oeuvre exactement dans les mêmes conditions que les câbles 12T15 ci-dessus.

Les mesures de coefficients de transmission, réalisées par le Laboratoire Régional de STRASBOURG, ont montré le très bon comportement du toron.

3. PROCÉDE MTP (MULTI-TORONS PARALLELES) CITRA

3.1 Description

Le câble est constitué de torons T15 graissés ou cirés sous gaine polyéthylène.

Chaque toron est isolé dans les traversées du béton par un barillet de tubes minces, cintrés, solidaires du béton de l'ouvrage (Fig. 4).

Chaque toron constitutif du câble est tendu individuellement au vérin monotoron sur un ancrage standard. La zone d'ancrage est protégée par injection de graisse ou de cire (Fig. 5).

Les avantages du procédé sont :

- la mise en oeuvre des grosses unités avec de faibles moyens.
- la géométrie transversale des torons identiques le long du câble.
- l'absence d'angles parasites et aléatoires à l'ancrage.
- l'efficacité maximale des torons.



Fig. 4 Déviateur

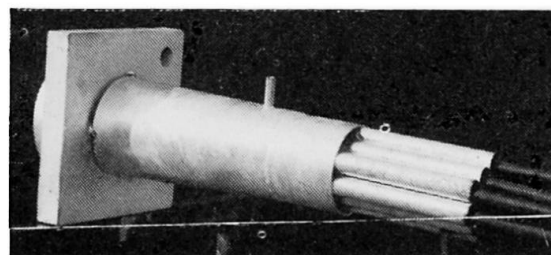
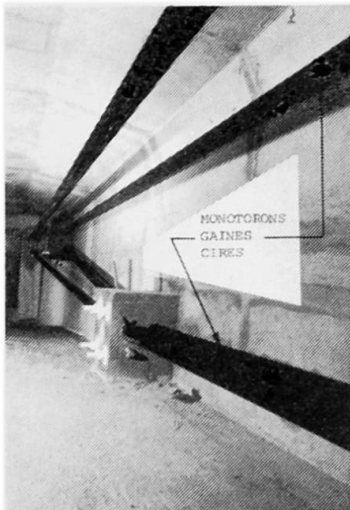


Fig. 5 Ancrage câble 12T15
Torons gainés cirés

- l'égalité parfaite des efforts dans chaque toron .
- l'économie de matière
 - . frottement très faible
 - . excentricité maximale de l'armature
 - . rayon de courbure très réduit

Ce procédé a fait l'objet d'une demande de brevet enregistrée sous le n° 87 01692.

3.2 Réalisation



Des essais, conduits avec l'aide du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et du Laboratoire Régional de TRAPPES, ont montré un bon comportement de la gaine PEHD du toron dans les déviateurs.

Une première application du procédé a donc pu être réalisée grâce à l'appui de M. FAURE de la DDE (Direction Départementale de l'Équipement) du Vaucluse, à l'occasion de la réparation du pont de CADENET (Fig. 6).

La précontrainte de renfort a consisté à mettre en oeuvre quatre câbles de 12 torons T15.7 gainés cirés de plus de 250 mètres de longueur, déviés sur chacun des quatre appuis intermédiaires et dans chacune des cinq travées [2]. Le contrôle technique a été réalisé conjointement par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et le Laboratoire Régional d'AIX en PROVENCE.

Fig. 6 Renforcement
du pont de Cadenet

3.3 Particularités de mise en oeuvre

En raison de la fragilité de la gaine polyéthylène du toron, il a été nécessaire de chemiser chaque tube déviateur par un fourreau plastique.

En outre, un dévidoir à "coils" a été spécialement mis au point pour la circonstance. Il permet un dévidage du toron par l'extérieur du coil, donc sans torsion du toron et sans brutalité.

Chaque toron treuillé doit être guidé dans chaque déviateur. L'enfilage de la totalité des torons gainés cirés n'a posé aucun problème particulier.

Des dispositions particulières sont prises au niveau des ancrages, de sorte que la gaine PEHD entraînée par le toron dans la partie libre contiguë à l'ancrage ne vienne pas polluer la zone des clavettes. La partie dégainée des torons, dans la zone d'ancrage, est protégée par une injection de cire de même qualité que celle qui protège le toron. Un capot étanche vient coiffer la surlongueur, permettant la reprise de tension, des torons dépassant de l'ancrage.

3.4 Leçons de cette expérience

Les opérations de mise en oeuvre sur le chantier ont montré :

- l'importance capitale du bon positionnement des déviateurs, notamment dans le cas de déviations concomitantes en élévation et en plan.
- le soin tout particulier à apporter aux conditionnement, stockage et enfilage des torons gainés. Pour éviter toute blessure de la protection, il faut : tendre les torons à chaque extrémité en raison du grand allongement induit et que la tension soit assez forte pour bloquer la gaine (du toron gainé ciré) dans le déviateur.



4. CONCLUSIONS

Les deux techniques, trop brièvement évoquées, montrent que le toron gainé graissé/ciré permet :

- une grande souplesse d'utilisation : gros câbles ou petits câbles peu déviés ou très déviés pouvant être mis en tension toron par toron ou simultanément,
- un excellent rendement de la précontrainte, ce qui permet d'envisager des câbles très longs ou des câbles très déviés,
- une excellente protection du câble :
 - . double dans le cas du procédé MTP et correspondant à celle du toron gainé graissé/ciré (graisse/cire - PEHD).
 - . quadruple dans le cas du système FREYSSINET. On ajoute au toron gainé graissé/ciré auto-protégé, une protection contre les agressions mécaniques extérieures (choc - feu).
- une surveillance de la tension des câbles par pesage périodique, sous réserve de conserver la surlongueur de prise pour le vérin.

Pour ces deux techniques, il importait de disposer de torons gainés graissés/cirés de haut de gamme et de fabrication particulièrement soignée. A cet effet, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a établi pour la FRANCE de nouvelles spécifications sur les matériaux de base (lubrifiant, enveloppe) et, notamment, sur le produit fini après extrusion [3].

BIBLIOGRAPHIE

1. CHABERT A., AMBROSINO R., LAVIGNE J., REMY A., FARGEOT B., JARTOUX P., Amélioration des connaissances sur la mise en oeuvre de la précontrainte, 10^e Congrès de la FIP, New Delhi, 1986, Supplément à la revue TRAVAUX - n° de Janvier 1986.
2. FAURE P., CHABERT A., GUERIN P., VILLETTE P., Innovations dans le domaine de la réparation du Pont de Cadenet [Torons gainés cirés - Multidéviateurs], Revue TRAVAUX, à paraître.
3. CHABERT A., Sheathed stands, FIP Symposium, Israël 1988, à paraître.

Rénovation des ponts pour augmenter la capacité de trafic

Brückenerneuerung zur Vergrößerung der Verkehrsleistung

Bridge Renovation to accommodate increased Traffic

Gheorghe BUZULOIU

Directeur

IPTANA

Bucarest, Roumanie



Gheorghe Buzuloiu, né en 1926, ingénieur diplômé des ponts et constructions massives à l'Institut de Constructions, Bucarest. Depuis 1951, il travaille dans le domaine de l'élaboration des projets et d'enseignement concernant les ponts. En 1966 il a été nommé ingénieur en chef de la Section de ponts et ouvrages hydrotechniques. A présent il est directeur de l'Institut.

RÉSUMÉ

Pour augmenter la résistance de vieux ponts en Roumanie, on a adopté des solutions originales de rénovation de ces ouvrages tenant compte des conditions actuelles de trafic. On présente trois ouvrages importants où l'on a adopté des solutions nouvelles d'élargissement de la chaussée, d'augmentation de la capacité de trafic et d'adaptation aux nouvelles conditions d'aménagement des rivières, en obtenant dans tous les cas des économies importantes.

ZUSAMMENFASSUNG

Um die zur Verfügung stehende Tragfähigkeit einiger alten Brücken in Rumänien aufzuwerten, sind originale Erneuerungslosungen dieser Bauten, entsprechend den gegenwärtigen Verkehrsbedingungen, entwickelt worden. Es werden drei wichtigere Bauten dargestellt, bei denen neue Lösungen zur Verbreiterung der Fahrbahnen, zur Erhöhung der Verkehrsleistung und zur Anpassung an neue Ausbaubedingungen der Flüsse angewendet wurden, wobei in allen Fällen wesentliche Einsparungen erzielt worden sind.

SUMMARY

In order to make use of the available bearing capacity of some old bridges in Romania, some original solutions have been adopted for the renewing of these works according to the existing traffic conditions. Three important works are presented where new solutions have been adopted in order to widen the existing carriage way, to increase the traffic capacity and to fit the bridge to some river arrangements, thus obtaining important economies.



Sur le réseau routier de la Roumanie, il y a encore en exploitation un grand nombre de ponts en maçonnerie, béton armé ou métalliques, vieux de jusqu'à cent ans. Ces ponts ont, en général, une largeur réduite de la chaussée entre 4,8 et 6,00 m, certains d'eux ayant aussi des restrictions de chargement sous les charges normées. C'est pour cela que ces ponts représentent des points d'embarras pour la circulation, ce qui a déterminé la nécessité des ouvrages pour l'augmentation de la capacité de trafic au niveau actuel. Il y a des cas où les vieux ponts sont remplacés par d'autres nouveaux et des cas où ceux-ci sont rénovés par des travaux de consolidation et d'élargissement alors que leur état de viabilité le permet. Les solutions concernant la rénovation des ponts ne sont adoptées qu'après la confirmation de l'état de viabilité-sur la base des études spéciales-et après une analyse technico-économique détaillée d'où résultent les économies en matériaux, énergie et investissements. Il y a des constructions anciennes qui, par les solutions adoptées, la réalisation constructive, l'architecture et leur emplacement sont importantes dans l'évolution des ouvrages d'art, ayant imposé la rénovation et le maintien en exploitation. En ce sens, on va y présenter trois ouvrages importants, pour le rénovation desquels on a appliqué des solutions originales, telles que : /1/

1. Le pont sur la route nationale 2 (E 85) Bucarest-Vicșani, sur le Buzău construit en 1932, ayant 9 portées, 51,00 m chacune, poutres à treillis à voie basse et fondations sur caissons à air comprimé, qui constituait un point d'embarras de la circulation, ayant une chaussée seulement 6,00 m de largeur. Parmi les variantes étudiées, on a adopté la solution d'augmenter la capacité de trafic du pont, solution qui consiste en principal, de :

l'élargissement des infrastructures aux culées, tout en réalisant une élévation caissonnée en béton armé sur les fondations existantes et aux piles, en réalisant un chevêtre en béton armé précontraint au côté supérieur des élévations, le ripage des superstructures existantes à la limite des infrastructures élargies et, parallèlement, l'exécution d'une superstructure nouvelle conforme à la solution de la poutre continue métallique à plaque préfabriquée en béton armé.

Fig.2. Fig.3 présente le processus technologique et les phases principales de la conduite des travaux. Le bon état des infrastructures déterminé à l'aide des échantillons carottés n'a pas imposé des consolidations excepté la réalisation d'un paroi en béton au creux des élévations des piles. La superstructure existante, Fig.4, ripée dans la nouvelle



Fig.1. Vieux pont sur le Buzău

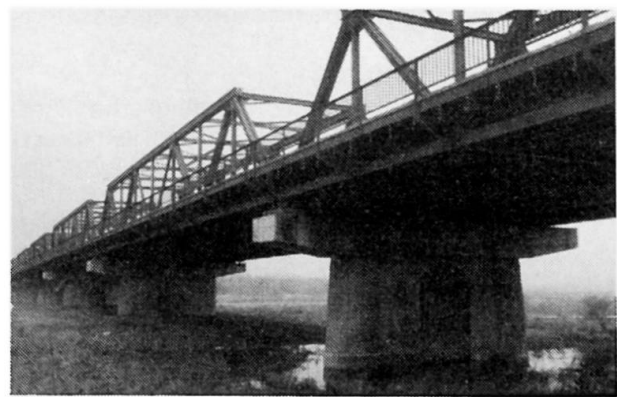


Fig.2. Nouveau pont sur le Buzău

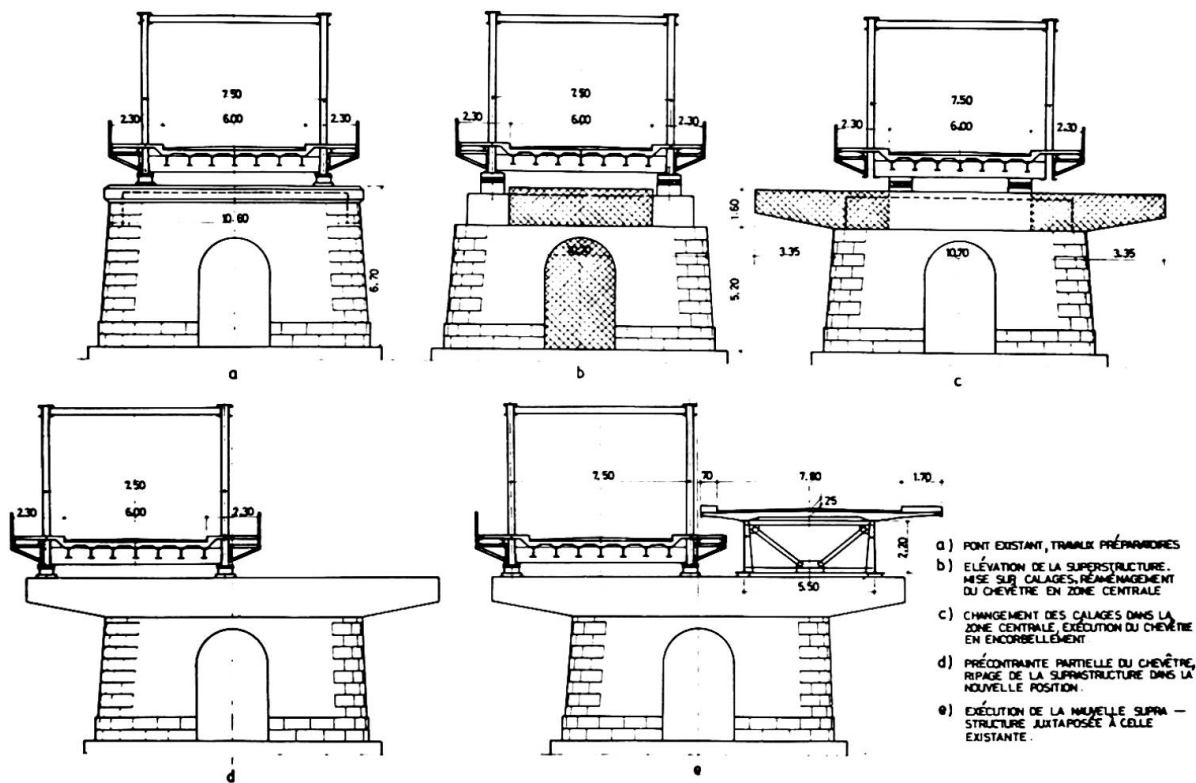


Fig. 3. Phases principales d'exécution

position a été maintenue sans modification devant être remplacée à l'avenir par une nouvelle superstructure du même type. La nouvelle superstructure, composée de trois tabliers, poutres continues à parois planes à trois portées de 51 m chacune, a été montée sur les rives et lancée dans l'emplacement. Le platelage a été réalisé à plaques en béton armées précontraintes en interaction avec les poutres métalliques, où l'on a réglé les efforts dans le béton par la précontrainte et le dénivellement des appuis. Pendant l'exécution des travaux la circulation a été déviée sur un pont métallique ferroviaire désaffecté et aménagé à cette occasion en pont routier. C'est ainsi que sur les infrastructures existantes on a doublé la capacité de trafic du pont.



Fig. 4. Nouvelle position du pont

2. Le pont sur l'Olt à Slatina sur la route nationale 65 Pitești-Craiova (E 70), construit en 1888, à cinq portées, 80,00 m de largeur chacune, poutres à treillis à voie basse et fondations sur caissons à air comprimé, partiellement reconstruit en 1932, lorsqu'on a refait trois portées détruites pendant la guerre. La largeur de la chaussée de 6,5 m représentait un facteur d'embarras de la circulation, ce qui a imposé des travaux de rénovation. Fig. 5. Parmi les variantes étudiées on a adopté la solution



du remplacement des superstructures des portées marginales, exécutées en 1888, l'élargissement des superstructures des portées centrales refaites en 1932, en même temps avec la surélévation des infrastructures pour correspondre au gabarit de navigation. Fig. 6. Un problème spécial a été celui posé par l'élargissement des superstructures centrales, où l'on a appliqué une solution originale /2/. Fig. 7. Les phases principales de l'élargissement des superstructures sont les suivantes: l'aménagement des chevêtres existants pour placer les poutres principales en position définitive, l'exécution d'un échafaudage provisoire auprès le raccord des entretoises à la poutre principale, l'appui provisoire des entretoises sur l'échafaudage, l'exécution de quelques éléments de stabilisation des poutres principales, le désassemblage des raccords entre les entretoises et la deuxième poutre, aussi



Fig. 5. Vieux pont à Slatina

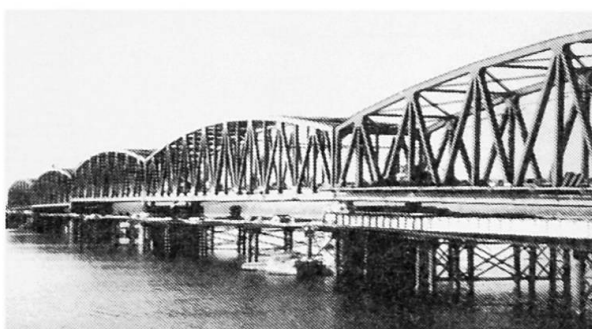


Fig. 6. Phases d'exécution

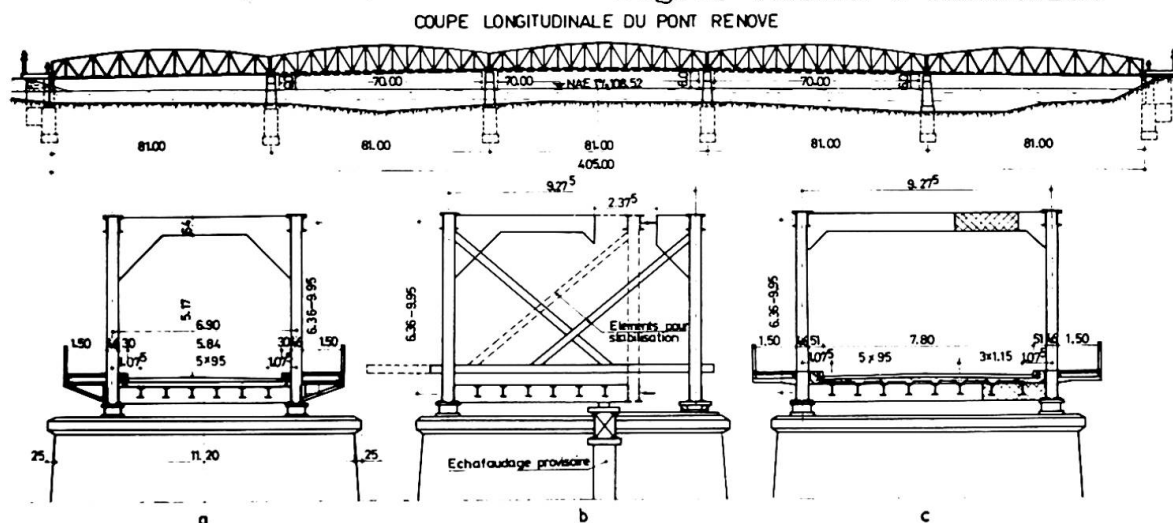


Fig. 7. Etapes d'élargissement de la vieille superstructure bien que des entretoises inférieures et supérieures, le ripage des poutres élibérées ainsi et stabilisées dans la nouvelle position, Fig. 8, l'introduction de quelques éléments de liaison pour refaire la structure en ensemble. On a aussi augmenté les sections avec des éléments assemblés par rivetage, aux diagonales de bout, au long de 60 m aux semelles inférieures et de 50 m aux semelles supérieures. Après avoir fini les travaux à la structure métallique, on a exécuté le platelage en béton armé en interaction avec les entretoises et les longerons. Les superstructures nouvelles, qui gardent, en général, la forme de celles existantes, ont été montées

sur les rives et ensuite lancées dans l'emplacement. Pendant l'exécution on a mesuré en permanence les déformations de la structure. La réalisation du gabarit de navigation dans les portées centrales a été faite tout en élevant la superstructure entière, d'une manière alternative de tous les appuis à l'aide des presses hydrauliques et des calages en béton, complétant ensuite par bétonnage la section des élévations des piles. Pour la consolidation des infrastructures existantes exécutées sur caissons à air comprimé, on a exécuté des injections à ciment, après avoir déterminé la qualité des ouvrages à l'aide des échantillons carottés. Pendant l'exécution la circulation a été déviée sur les routes existantes sur les aménagements hydroénergétiques de la zone.



Fig.8. Déplacement des poutres

3. Le pont sur la route nationale nr.6 Bucarest-Timișoara sur l'Olt à Stoenesti, construit en 1901 à 6 portées de 40 m et une portée de 20 m, poutres à treillis à voie haute et infrastructures sur caissons à air comprimé. Le pont a été consolidé et élargi selon la solution initiale en 1964 et rénové tout en remplaçant la



Fig.8. Pont rénové en 1976 sur l'Olt à Stoenesti

superstructure par une poutre continue métallique à plaque avec des éléments préfabriqués en béton armé à interaction en 1976.

Fig.9. L'aménagement pour la navigation de l'Olt a imposé l'exécution de quelques ouvrages à cause des changements du régime hydraulique de la rivière. Pour correspondre aux nouvelles conditions qui imposaient la construction d'un pont à hauteur libre et longueur beaucoup supérieures à celles du pont existant, on a choisi parmi les variantes étudiées la solution comprenant: le maintien de l'emplacement, l'élévation de la superstructure du pont à hauteurs variables entre 1 m et 8,80 m, le prolongement du pont par trois portées à 60 m et l'aménagement et consolidation adéquates des infrastructures. Fig.10. L'élévation de la superstructure existante a été réalisée en étapes successives à presses hydrauliques et calages en béton de chaque appui (les infrastructures 4-11) Fig.11. L'élévation étant variable de 1 m à la culée rive gauche, à 8,8 m pile 4, les opérations ont dû être poursuivies et synchronisées d'une manière permanente. A l'étape de

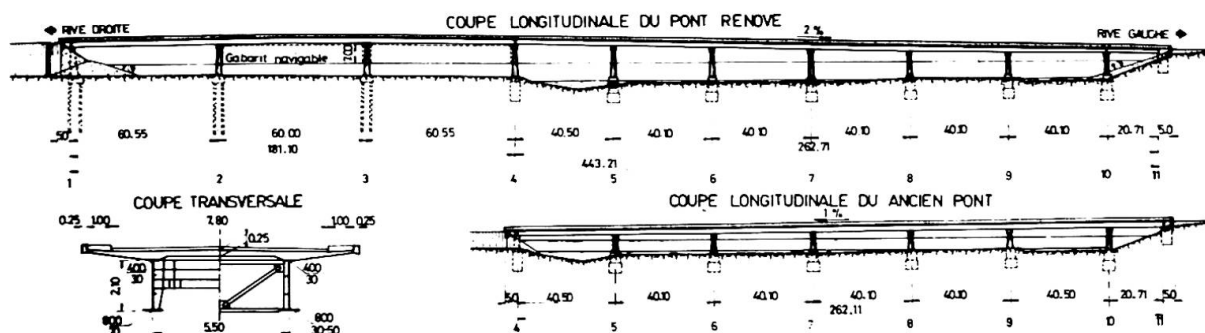


Fig.10. Disposition générale

l'élévation d'environ 1,20 m on a fait des pauses pour le bétonnage des élévations en vue d'assurer la stabilité des caillages. La culée 4 a été transformée en pile, les autres élévations ont été consolidées par l'exécution de quelques enrobages en béton armé, sur l'hauteur entière. Aux fondations existantes exécutées sur caissons à air comprimé on a fait des injections à lait de ciment. La partie nouvelle du pont à trois portées de 60 m a été réalisée avec infrastructures fondées sur pieux forés et

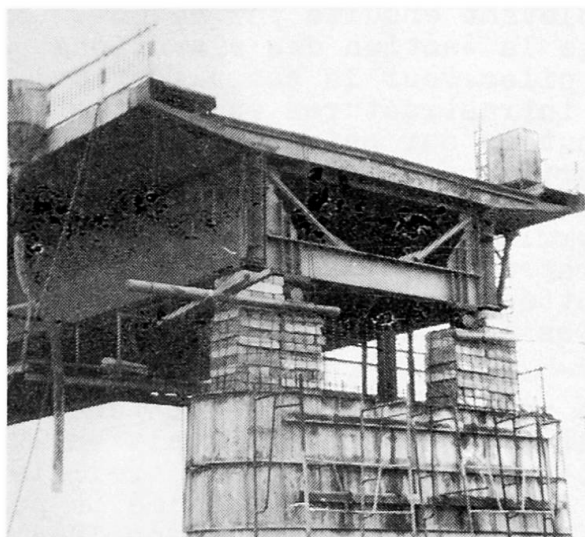


Fig.11. Elèvement du vieux pont

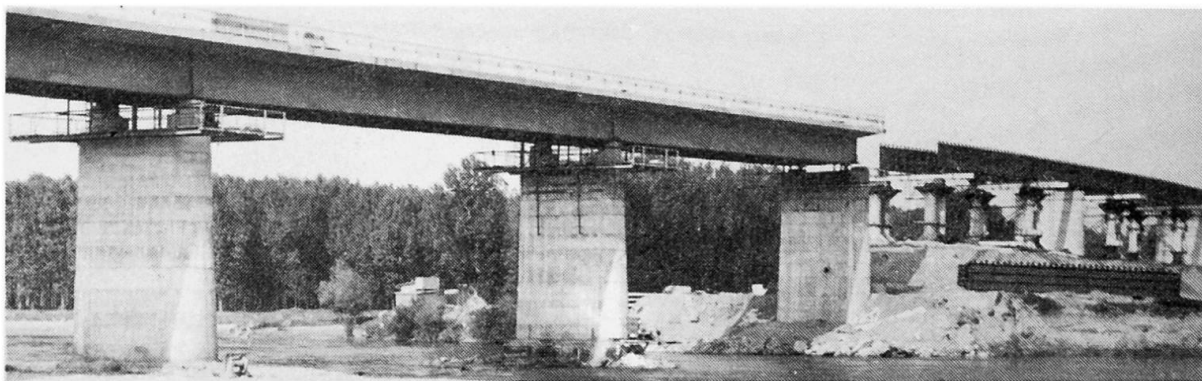


Fig.12. Pont à Stoenesti - phases d'exécution

superstructure du même type que celui du pont existant, poutre métallique à plaque préfabriquée en béton armé à interaction, assemblée sur l'emplacement sur des échafaudages. Fig.12. Par les solutions de rénovation et adaptation appliquées à ces trois ouvrages on a réalisé une croissance de la capacité de trafic, qui correspond à l'étape actuelle et de perspective et l'on a vérifié les structures existantes dont la viabilité est en bon état.

Bibliographie

- /1/ Etudes et projets élaborés par l'Institut d'études techniques pour les transports routiers, navals et aériens (IPTANA).
- /2/ Procédé de consolidation et d'élargissement de la superstructure des ponts - Brevet R.S.R. - IPTANA, Nr.92.615.

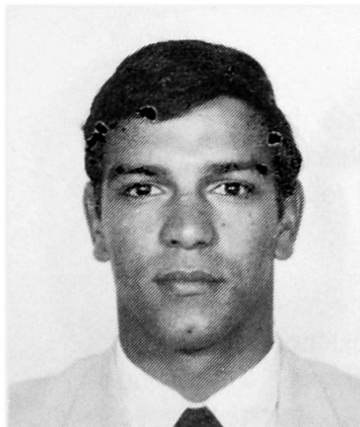
Widening of Existing Bridges – a Case Study

Elargissement de ponts existants – Etude d'un cas

Verbreiterung von bestehenden Brücken – Fallbeispiel

Jorge DE BRITO

Res. Assist. Techn.
Univ. of Lisbon
Lisbon, Portugal



Fernando BRANCO

Assoc. Professor
Techn. Univ. of Lisbon
Lisbon, Portugal



SUMMARY

The increased traffic and the high costs of time and building materials have made economically beneficial to widen existing bridges simultaneously with their rehabilitation. The redesign of concrete structures introduces some problems usually not considered in the design of new structures which are succinctly referred to. A practical case of widening of a bridge with calculations not available is described.

RÉSUMÉ

L'augmentation du trafic et les coûts élevés de construction ont rendu intéressants du point de vue économique la réhabilitation des ponts existants. La transformation des structures de béton existantes pose quelques problèmes qui d'ordinaire ne sont pas considérés dans la conception des nouvelles structures. Un cas pratique de l'élargissement d'un pont, dont les calculs du projet original n'étaient plus disponibles, est décrit dans ce travail.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Durchführung von Reparaturarbeiten an vorhandenen Brücken gleichzeitig mit deren Verbreiterung hat sich als eine wirtschaftliche Maßnahme zur Lösung der Probleme, die aus der Zunahme der Verkehrsbelastung resultieren, erwiesen. Die Nachrechnung von vorhandenen Bauwerken aus Beton stellt einige Fragen, die bei der Berechnung von neuen Strukturen nicht vorkommen. Einige dieser Probleme werden dargestellt. Ein Beispiel aus der Praxis für die Verbreiterung einer Brücke, deren Berechnungen nicht mehr vorhanden waren, wird beschrieben.



1. INTRODUCTION

Traffic volume and weight have increased systematically in recent decades following an industrial and demographic development. Time has become more precious in a society where efficiency is in constant demand. Both these factors have contributed to the improvement and widening of public roads.

The ever-rising costs of workmanship and building materials have made it quite costly to demolish existing bridges in order to build larger newer ones. On the other hand, this would frequently pose the problem of transferring traffic to alternative routes for a long period of time which, in some cases, is economically ruinous. Studies of economic feasibility point out that it is beneficial to widen existing bridges simultaneously with their rehabilitation.

2. THE REDESIGN OF EXISTING STRUCTURES

In the last few decades, the design of new structures has undergone important and revolutionary developments. New techniques have come up and computerized design has taken over. The knowledge of building materials has also been widened to a large degree and new materials have been put on the market.

However, scientific investigation of the behaviour of these materials in time has not kept up to the same standards. The problems connected with pathology of structures were not widely mentioned in scientific literature before this decade. The redesign of existing structures is not yet object to any international regulations and the structural engineer faced with a practical case is more or less on his own.

Renovation of existing structures puts forward some problems usually not considered in the design of new structures. Some of these problems will next be referred to in a succinct way.

2.1. Assessment of the Existing Structure

This is probably the most troublesome part of the process of redesigning a structure due to the great number of variables involved. It has to do with the degradation of the mechanical characteristics of the building materials in time, which can be very drastic if there is a high degree of steel corrosion. It also must consider the behaviour of some structural details like connections, support bearings, joints, etc.

For an efficient assessment of the structure the geometry also has to be thoroughly checked to detect possible disagreements between the reality and the initial building plans. The existing materials can be assessed through in-situ testing (ultra-sonic pulse velocity, sclerometer, cores, etc.) .

2.2. Remaining Expected Life-Time

The prediction of the residual expected life-time of an existing reinforced concrete structure is a science still in its first steps. Several researchers [3] have already indicated paths for investigation, developed general philosophies on how to deal with the problem and even put forward some experimental work or mathematical models of practical cases. Nevertheless, the results have not been conclusive enough. There is a general feeling that there is a long way to go before reliable and easy to apply conclusions are reached so that the great majority of civil engineers can use them for everyday design.

The very notion of service life of a structure is not yet clear enough in the minds of engineers and builders. What happens frequently in practice is that the real life of a structure is more often dependant on economical factors than on the development of its mechanical characteristics or its durability [1].

The importance of knowing the remaining life-time of a structure when it is being repaired is obvious. In a probability based design theory, the design demands are the harsher the longer that period of time is expected to be.

2.3. Interaction of Materials of Different Ages

Most techniques of repair and strengthening of existing structures resort to the addition of new materials. Some are of traditional use like plain concrete or ordinary steel. Others include gunite, plastic or metallic fibre reinforced concrete, pre-stressed steel, steel plates either glued or riveted, etc.

The design using these materials, even the more recent ones, poses no special difficulties as there is a wide range of experimental work on them. The main problem is to guarantee that the new added materials are securely fastened to the pre-existing element. In theory, if the connection were perfect, the design of the strengthened element would assume a monolithic functioning. In practice, that is not necessarily so. To account for this uncertainty, some procedures may be used [2]: use higher safety factors for the added materials; assume only a certain degree of monolithic behaviour; design the adherence surface and the associated connecting rivets, bolts or embedded stirrups. In either case, investigation is needed in order to put forward some practical design recommendations.

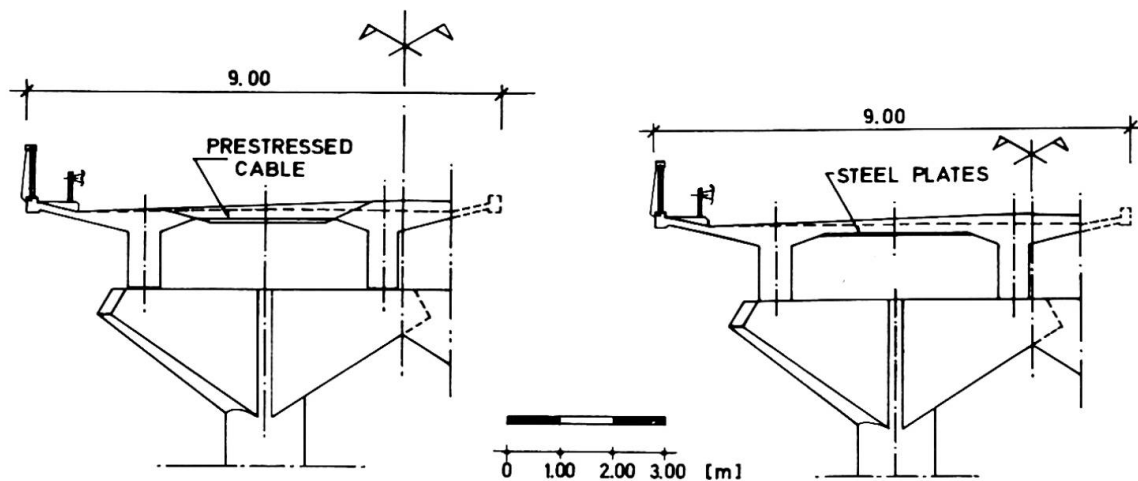
2.4. Force Effects Redistribution within the Structure

The distribution of force effects within a hyperstatic structure depends on the relative values of the stiffness of each element. The addition of new materials to the pre-existing elements changes its stiffness and has consequences in the distribution of force effects in the structure as a whole. The same happens if new structural elements are included in the previous structure.

The evaluation of the new stiffness of the elements is in itself a difficulty as it depends on the assessment of the existing materials at the time of the repair work and on the interaction of materials of different ages.

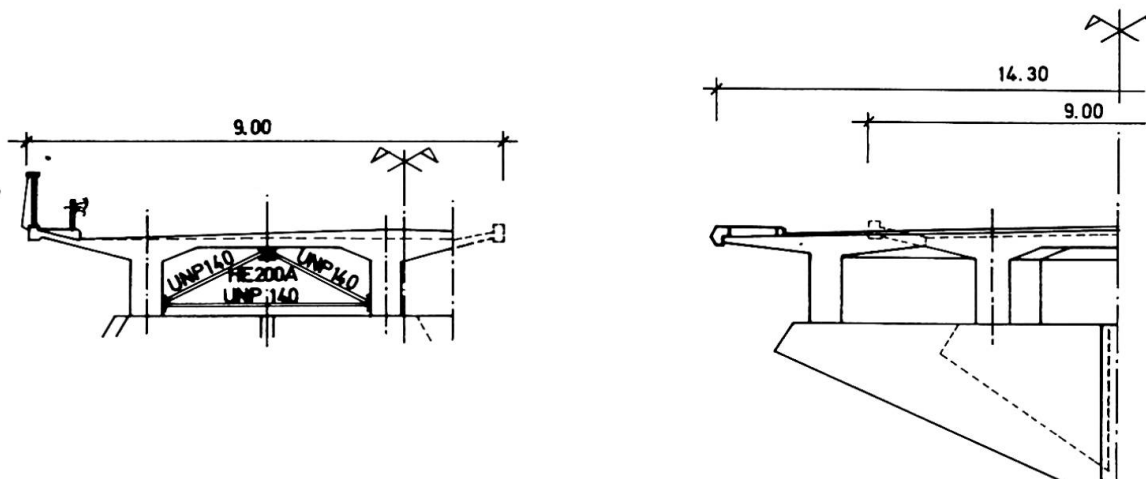
The design force effects for the strengthened structure can only be obtained through an incremental analysis of the loading taking into account which structure sustains which part of the loading.

The dynamic characteristics of the structures are also affected by the repair work. In particular, the fundamental frequency usually increases which may lead to an increase of the seismic coefficient.



1st Solution (Road axis changes):
DYWIDAG 20F strand cables spaced 0.50 m in the longitudinal direction anchored at the top of the slab. The anchorages are to be sealed with epoxy mortar.

2nd Solution (Road axis changes):
steel plates with 2800x250x4 spaced 1.00 m in the longitudinal direction glued and riveted to the concrete.



3rd Solution (Road axis changes):
metallic frames spaced 2.00 m in the longitudinal direction on top of which rests a HE200A beam. The frames are connected to the longitudinal beams through plates riveted to the concrete.

Final Solution (Road axis constant):
thickening of existing slab and introduction of additional ordinary steel reinforcement over the longitudinal beams.

Fig.1 Alternative systems for widening the deck of a rural bridge and simultaneously strengthen the existing slab

3. A CASE STUDY - WIDENING OF A RURAL BRIDGE

3.1. Problem Description

A particular rural bridge had to be widened from 9.00 m to 14.30 m due to an increase in traffic. The existing bridge had been designed in the early sixties according to the National Design Code in use at the time [4]. The actual Code [5] foresees traffic loads substantially higher than the ones considered in the original design. The seismic loads have also been increased according to more modern theories.

3.2. Assessment of the Existing Bridge

Description of the structure - the existing structure consisted of a bridge deck monolithic with two longitudinal beams which were supported by two intermediate circular columns and the abutments. It has shallow foundations supported by a high bearing capacity soil.

Initial design calculations - they were missing but final drawings of the structure were available.

Building materials - the concrete, over 20 years old, showed no important signs of degradation whatsoever and there were no external symptoms of steel corrosion. To assess the existing materials, in-situ non-destructive testing was used: sclerometer and cores. Conservative values for materials properties were used in the design.

Structural safety - a preliminary analysis of the existing bridge deck showed that only the slab deck needed strengthening according to the new Code forces. This was confirmed in the final design.

Remaining service-life - it was considered that the time already passed since the building of the bridge was to be deducted from the normal design service-life of a new structure.

3.3. Design Solutions

To widen the bridge, two basic hypotheses were considered, related to changing or keeping the road axis. In the first situation, the widening of the deck would be all done to one side. This would involve the demolition of the pedestrian passage-way and the building of the remaining deck supported by an additional beam which would rest on two extra intermediate columns. The outside look of the bridge would not change.

To account for the increased loads in the existing deck three different solutions for slab strengthening were studied: one with the introduction of pre-stressed steel, the second using steel plates glued with epoxy and riveted on both ends and a last one using a three-dimensional metallic frame (Fig. 1).

The other situation led to a solution where the widening of the deck was done symmetrically to both sides. Two extra longitudinal beams had to be built and the existing columns were significantly thickened which changed the outside look of the bridge. The existing bridge deck slab had to be thickened to account for the transversal sloping of the road which made it possible to avoid an external system of strengthening by using additional reinforcement. The columns foundations were enlarged. Due to traffic conditions, this last solution was adopted.



3.4. Design Methods

New force effects were taken into account to conform with the new road traffic loads and the new code on earthquake design. An incremental study of the loading of the structure was done to estimate force effects distribution both in the new elements and the pre-existing ones.

The sections were considered as monolithic. To guarantee such functioning of the old and new materials all common surfaces are to be pick-axed, blown free of all particles or dust and plastered with a suitable epoxy formulation. On vertical or inverted surfaces the new concrete is to be shotcreted.

4. CONCLUSIONS

In this paper a contribution to the analysis of the redesign of existing bridges was presented. Special attention must be paid to the following subjects: degradation of building materials with time and ways of preventing it; techniques of in-situ structural evaluation; criteria as to when a structure is to be considered as obsolete; force effects redistribution; more appropriate safety factors for the design of structures with new and old materials.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their gratitude to Eng^ºs. A. Batista and M. Cachadinha from GAPRES, LDA., the engineering consulting firm where this practical case was studied. This paper is included in a research program on durability of structures undertaken by CMEST - Technical University of Lisboa.

REFERENCES

1. BRITO J., Pathology of Concrete Structures - Degradation, Evaluation and Service-Life Prediction (in Portuguese). MSc Thesis on Structural Engineering, October 1987.
2. CEB, Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign). Bulletin d'information CEB No. 162/1983.
3. POMMERSHEIN J. and CLIFTON J., Prediction of Concrete Service-Life. *Matériaux et Constructions* 18, No. 103, 1985.
4. Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes. Decreto-Lei No. 44041/1961.
5. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei No. 235/1983.

Some Aspects of City Bridge Superstructure Reconstruction

Aspects de reconstruction de ponts urbains en acier

Einige Rekonstruktionsprobleme städtischer Stahlbrücken

V. A. TARNARUTSKY

Engineer
TSNIIProektstalkonstr.
Moscow, USSR



Vladimir Tarnarutsky, born 1944. Graduated from the Moscow Highway Road Institute as a specialist in bridges and tunnels. He is engaged in design and research of metal structures, bridges in particular.

SUMMARY

Some rational and economically reasonable methods of reconstruction of city bridges metal superstructures are considered. Some rational methods of reconstruction of superstructures of various systems are given. The designs of reconstruction of superstructures of the Volga River Bridge in Kalinin and the Belaya River Bridge in Ufa are described.

RÉSUMÉ

Le rapport contient l'étude des techniques rationnelles et justifiées du point de vue économique de reconstruction des charpentes métalliques de ponts urbains. On considère les procédés éventuels de reconstruction des ouvrages à travées de systèmes différents; il y a également la description des projets de reconstruction des ponts sur la Volga près de la ville de Kalinine et sur la Bélaja près de la ville d'Oufa.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden die rationellen und ökonomisch begründeten Rekonstruktionsmassnahmen von Metalltragwerken städtischer Verkehrsbrücken betrachtet, mögliche Rekonstruktionsvarianten von Brückentragwerken verschiedener Systeme angeführt und die Rekonstruktionsprojekte der Überbrückungen der Wolga in der Stadt Kalinin und der Belaja in der Stadt Ufa beschrieben.



Recently, due to expansion of project capacities of such motor car factories, as Volzhski, Kamski and that named after Leninski Kemsomel, the car fleet in our country has been greatly increased. However, the pace of development of the country highway network is considerably lower than that of motor cars put in operation. Primarily, this is referred to artificial constructions on highways which do not satisfy the requirements of increased traffic, having in mind not only the road capacity, but the load carrying capacity as well, and that is an obstacle in the way of national economy development.

As of January 1, 1982, the USSR has more than 1 million km of general-purpose highways. On the average, 11.6 bridges are per each 100 km of highways. In most cases, these are short-span timber and reinforced concrete bridges. In the meantime, the bridges with metal superstructures designed, as a rule, for not very extensive traffic - constitute about 10% of the total bridges quantity and contain an enormous quantity of steel. That is why an investigation and practical use of rational and economically reasonable methods of reconstruction of metal bridges superstructures is of great importance for the national economy.

The choice of a metal superstructure reconstruction method depends on the reasons causing the necessity of reconstruction, which may be as follows:

- to increase the width of the roadway;
- to increase the superstructure load-carrying capacity;
- physical wear of metal structures and members of the superstructure roadway, as a result of a long period operation;
- various defects in the structures as a result of violation of the maintenance regulations (mainly, for bottom-road bridges);
- changing of architectural and aesthetic requirements;
- to preserve the appearance of the existing construction;
- to provide a bridge clearance.

The choice of a reconstruction method depends also on the system of the existing superstructure.

A thorough examination of the existing superstructures should be performed before selecting the method of reconstruction in order to find out the actual geometric scheme of the structure, to evaluate the condition of all members and their connections, to find out the defects, mechanical and corrosion damages, as well as to realize the necessity of further usage of old structures. Only after the analysis of the existing structures inspection results the proper method of reconstruction may be chosen.

The possible ways of solid beam superstructures reconstruction are as follows:

- installation of additional main beams for their future combined work with the existing structures;
- alteration of the working scheme of the supporting beams by means of inserting a subdiagonal under the existing structures (in case there is a free space under the superstructure), or by turning simply supported beams into continuous ones;

- installation of additional supports (where local conditions permit), reducing the design span of the existing beams.

The following methods may be used at the reconstruction of superstructures with trussed girders:

- installation of additional trusses and beams for their future combined work with the existing trusses;
- mounting of additional members of the superstructure, for example, new transverse beams, braces in the plane of chords, posts and struts;
- alteration of the existing trusses system by the method similar to that mentioned above for the superstructures with solid-web beams.

At all the methods of trusses reconstruction, it is a common practice to strengthen some members of the superstructure by increasing their cross-sections. Additional members are either welded or engaged by high-strength bolts to the structures being reinforced.

TSNIIProektstalkonstruktziya named after Melnikov has performed some projects of reconstruction of bridges superstructures. The most interesting are the reconstruction methods used for the superstructures of the Volga River Bridge in Kalinin and the Belaya River Bridge in Ufa.

An old Volga River Bridge is an original construction with a specific solution for engineering and aesthetic problems, built by the France-Swiss Society of Electric Industry in 1898-1900.

The bridge superstructure is the so-called "Gerber's girder" - the trusses spacing 47 m with cantilevers 36 m long, hingedly supporting the suspension span 21 m long. A curved upper chord of the superstructure main trusses is of a parabolic contour, which makes it look as if a suspension bridge. Upper longitudinal and transverse braces are absent, except for the transverse three-dimensional braces in the plane of posts located above the intermediate supports. The distance between the main supports is 7 m. The roadway is wooden, 5.65 m long.

The bridge is an integral part of the silhouette and the town-building composition of the centre of Kalinin and is an architectural monument. That's why, alongside with the increasing of a load-carrying capacity and a traffic-carrying capacity the design assignment for the bridge reconstruction involved also the preservation of its architectural appearance.

For the period of operation the bridge was often subjected to inspecting and testing. The last inspection of the bridge was undertaken in summer of 1980 with the aim to evaluate the real condition of the elements of the main trusses, to find out the defects and damages. The inspections showed that the bridge is in a wreckling condition. The most typical defects of the structural members are metal corrosion due to improper water, mud and debris drainage from the inner parts of the structures, as well as due to deformation of overhangs of horizontal plates which are, as a rule, of a mechanical nature. The analysis of the structures inspection results, checking up of mechanical properties and chemical composition of metal showed that the old trusses could not be reused as supporting members of a rehabilitated superstructure. In order to maintain the appearance of the existing



bridge, old trusses may be reused only after their cleaning and only as members of architectural trimming of the construction.

The reconstructed bridge has two lanes 9 m wide and two side-walks 2.25 m wide each. The bridge carries two heat pipelines of 720x8 mm diameter and some service lines of a total proof linear load 1.8 tf/m.

The main idea of reconstruction lies in placing along the bridge axis a continuous steel-and-reinforced concrete superstructure with spans 47+93+47 m over the existing supports and erecting the old trusses along the front of the new superstructure on the cantilevers spacing 1.5 m. The distance between the axes of the old trusses increases up to 10.6 m and that provides the required roadway width. The bearing structures of the steel-and-reinforced concrete superstructure are four solid-web welded main girders with a constant web depth 2.48 m, which are combined in pairs by latticed transverse braces into three-dimensional blocks 2 m wide, spacing 3.6 m. A solid reinforced concrete slab of the roadway is placed onto upper chords of the main girders. This slab is included into a combined work with the main girders by means of rigid buffer stops. The horizontal longitudinal braces of a triangular form are located only inside the three-dimensional blocks and engaged at a distance 250 mm from the lower chords of the main girders. Between the three-dimensional blocks there are struts spaced at 6 m, which carry the heat pipelines. The side-walks are placed onto the cantilevers spacing 6 m. The stability of the old structures is ensured by the horizontal stiffening truss, mounted at the level of the upper members of side-walks carrying cantilevers and also by a rigid connection of the truss lower chord to the supporting plates of the overhanging cantilevers of the new superstructure. The design precludes the combined work of the lattice trusses with supporting structures of the new superstructure, by providing plate hinges in the trusses lower chords, as well as by providing the possibilities of free movement of some struts in the trusses assemblies. An erection method of the new superstructure proposed by the authors of the reconstruction project, is of a certain interest. The sequence of erection operations is shown in Fig. 1. The cost of reconstruction was estimated as 3.98 mln. rubles.

The method of reconstruction of metal superstructure of the Belaya River Bridge in Ufa greatly differs from the above mentioned method. The existing bridge built in 1956 has ten spans, seven constructions span the flood-lands part as continuous steel-reinforced concrete superstructures and three constructions span the river-bed as a superstructure of a combined type made as a system of beams strengthened by a flexible arch. In the middle span the arch projects over the roadway, so that the scheme of a half-through bridge is obtained and two side spans carry semi-arches, one end of them is connected to the beams and the other rests on the lowered supporting arch assembly of the middle span. The roadway is 9 m wide and includes 2 lanes for traffic. The design load was taken equal to 13 t. The reconstructed bridge should include 6 lanes and two side-walks, each 2.25 m wide and two lanes would be carried by the existing superstructure. The design load from motor transport is supposed to be up to 30 t and from pedestrians - 400 kgf/m².

Inspections showed the possibility of reusing metal structures of

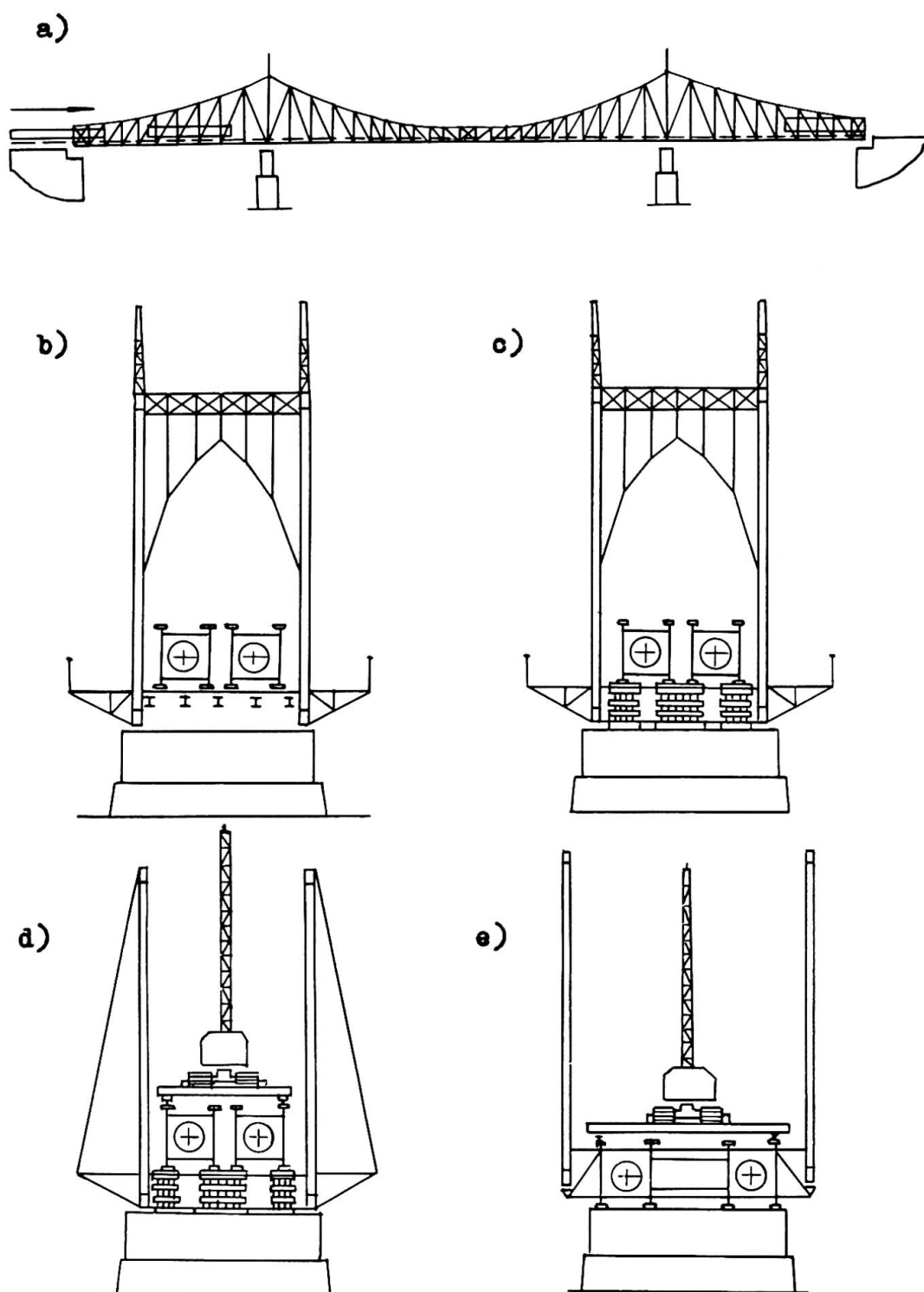


Fig.1 The method of reconstruction of the metal superstructure of the Volga River Bridge in Kalinin: a,b- moving on blocks of the new superstructure; c- lowering of the moved on blocks onto the cales disposed on the permanent supports; d- out-tind of lattice trusses into blocks and dismountind them; e- moving apart the blocks of the new superstructure and erection of lattice truss assemblies along the front of the new superstructure and their egaging.



the existing superstructure as bearing ones. The increasing of the width of the roadway is obtained by means of additional superstructure from the bottom side of the existing superstructure installation. The new superstructure of the flood-lands part consists of eight solid-web welded H-beams with a constant web depth 2.48 m with spans $40+3 \times 48+3 \times 56$ m. The beams are spaced at 3 m. The roadway is a reinforced concrete slab, working together with the main girders. The new superstructure of the river-bed part is a combined system consisting of a system of beams strengthened by the comparatively flexible arches on the middle supports. The spans preserved their former size $68+148+68$ m. The superstructure consists of eight longitudinal solid welded H-beams 2.48 m deep, spaced at 3 m. The arch members are distributed between the beams with one end engaged to the beam and the other one to the supporting assembly on the support. The distance between the arches axes is 6 m. The arches are circumferentially arranged, which helps in levelling their erection members length and in maintaining an equal distance between the posts. The arches are connected to the beams by a special structure providing the transfer of horizontal and vertical forces to the beams.

At working out the method of reconstruction of the Belaya River Bridge an alternative of two new similar superstructures, each consisting of four main beams, symmetrically to the existing superstructure, was considered. However, the new superstructure erected only from one side of the existing bridge reduces the area of the construction site, extends the life of the old bridge for the period of reconstruction and in the transient period the change to the new superstructure of the traffic and pedestrians is painless. That's why the recommendation to use the method of reconstruction with the one-side arrangement of the new superstructure was adopted.

The above described examples of bridges with metal superstructures reconstruction do not cover all possible methods of reconstruction, which greatly depend on local conditions (architectural value of the existing construction, physical wear, etc.).

The importance and actuality of the problems of rehabilitation of the existing bridges instead of new ones construction under the changed conditions of their maintenance requires the necessity of accumulation, systematization and generalization of the native and foreign experience in performance of such type of operations, as well as working out of suggestions on the most economically efficient methods of their realization.

REFERENCES

1. EVGRAFOV G.K., *Mosty na zheleznnykh dorogakh*. M., Transzheldorizdat, 1955.
2. BELSKY M.P., LEBEDEV A.N., *Usileniye stalnykh konstruktsiy*. Kiev, Budivelnik, 1981.
3. Avtorskoye svidetelstvo SSSR No. II62888. Bull. "Otkrytiya, izobreteniya" No. 23/85.

Management und Techniken für die Erneuerung innerstädtischer Baugebiete

Management and Techniques for Renovation in Inner-city Areas

Gestion et techniques de rénovations urbaines

Kurt FIEDLER

Prof.Dr.sc.techn.
TH Leipzig
Leipzig, DDR

Eberhard MÜLLER

Doz.Dr.sc.techn.
TH Leipzig
Leipzig, DDR

Walter SCHLORKE

Doz.Dr.-Ing.
TH Leipzig
Leipzig, DDR



ZUSAMMENFASSUNG

Die Parallelität von Rekonstruktions- und Ersatzbauprozessen in innerstädtischen Baugebieten nimmt zu. Der Bauingenieur ist herausgefordert, industrielle Methoden des extensiven Neubaus auch auf diese Aufgaben anzuwenden. Der Beitrag beschreibt industrielle Bauweisen und Organisationsformen, die in der DDR für innerstädtische Baugebiete entwickelt und angewandt werden.

SUMMARY

The parallelism of reconstruction and replacement building processes in inner-city areas is increasing. The structural engineer is challenged to apply industrial methods to these tasks as they were hitherto developed for extensive new erection. The paper presents some industrial techniques and forms of organization developed and used for inner-city renovation areas in the GDR.

RÉSUMÉ

La reconstruction et la réparation des bâtiments en zones urbaines se développent simultanément. L'ingénieur civil est appelé à appliquer les méthodes industrielles utilisées dans de nouvelles constructions dans ces nouveaux domaines également. L'article décrit les méthodes industrielles et l'organisation utilisée et développée en RDA pour la rénovation urbaine.



1. ZIELSTELLUNG, BEDINGUNGEN

In der DDR wird seit 1971 ein 20-Jahres-Wohnungsbauprogramm durchgeführt, um bis 1990 das Wohnungsproblem als soziale Frage zu lösen. Während der ersten 10 Jahre dieses Programms dominierte der extensive Neubau (Ne) von Wohngebäuden und gesellschaftlichen Einrichtungen auf neu zu erschließendem Baugelände. Dafür wurden industrielle Bauverfahren, insbesondere die Großplattenbauweise in Fließfertigung, zu einem hohen Niveau entwickelt.

In den letzten Jahren verlagern sich diese Bauaufgaben mehr und mehr in die Innenstädte. Wie Bild 1 zeigt, dominieren künftig

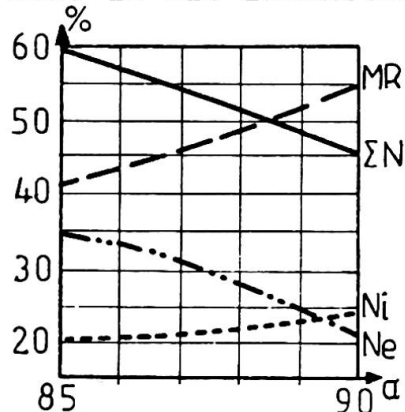


Bild 1 Tendenzen im Wohnungsbau der DDR

der Ersatzneubau in Baulücken bzw. auf kleineren Abbruchflächen (Ni) sowie die Modernisierung und Rekonstruktion (MR) vorhandener, erhaltenswürdiger Bausubstanz gegenüber dem extensiven Neubau. Die Parallelität dieser Bauprozesse auf innerstädtischen Baugeländen und die Forderung, auch hier industrielle Techniken und Organisationsformen anzuwenden, stellen neue und höhere Anforderungen an den Bauingenieur. Diese Herausforderung tritt auch international, in vielen dicht besiedelten Ländern, zunehmend ins Blickfeld.

Innerstädtische Baugelände weisen besondere bautechnologische Bedingungen auf:

- Räumliche und zeitliche Restriktionen,
- Aufrechterhaltung kommunaler Funktionen im Baugelände, insbesondere Verkehr und Versorgung,
- Gleichzeitigkeit von Bau- und Rekonstruktionsprozessen und Gebäudenutzung in engster Nachbarschaft,
- Starke funktionelle und konstruktive Differenziertheit der Bausubstanz sowie verschiedene Verschleißgrade,
- Spezielle Forderungen aus der Erhaltung bzw. Wiederherstellung denkmalgeschützter Bauwerke,
- Rückgang der Seriengröße bautechnologisch gleicher bzw. ähnlicher Bauaufgaben.

2. INDUSTRIELLE BAUWEISEN UND TECHNIKEN

Mit der Realisierung des umfangreichen Wohnungsneubauprogramms in den vergangenen 20 Jahren wurden in den Betrieben des Wohnungs- und Gesellschaftsbau der DDR leistungsfähige Produktions-



Bild 2 Plattenbau, innerstädtisch

einrichtungen für die industrielle Vorfertigung von Erzeugnissen der Großblock- und Plattenbauweise geschaffen. Die bisher vorwiegend auf Standorten in Stadtrandlage errichteten Block- und Plattenbauten werden in angepaßter Form auch unter den Bedingungen des innerstädtischen Bauens den Hauptanteil im Wohnungs- und Gesellschaftsbau bilden und durch weitere Bauweisen ergänzt werden.

Bauweisen und Verfahren für den innerstädtischen Neubau von Wohngebäuden und gesellschaftlichen Einrichtungen:

- Rationalisierte Plattenbauweise: Auf der Grundlage der für den extensiven Wohnungsbau entwickelten St-Plattenbauweise WBS 70 wurden Gebäudelösungen mit hoher Variabilität (Geschoßzahl, Gebäudelänge, konstruktive Ausbildung und Gestaltung von Erdgeschoß, Hauseingangsbereich, Fassade, Dach) erarbeitet, die den spezifischen städtebaulichen und funktionellen Anforderungen innerstädtischer Bereiche entsprechen. Bild 2 zeigt ein Beispiel.
- Kombinierte Montage- und monolithische Bauweisen: Unterlagerung von Wohngebäuden in Plattenbauweise durch ein Monolith- bzw. Montage-Skelett-Erdgeschoß für Handels- und kommunale Einrichtungen (Bild 3). Verbindung von Montagebauten in Platten- und/oder Skelettbauweise mit monolithischen Gebäudeteilen (Beton- oder Mauerwerksbau) im Giebelbereich zur Längenanpassung.
- Monolithische Bauweisen: Gebäudelösungen in Mauerwerksbau- und monolithischer Betonbauweise unter Anwendung rationalisierter und mechanisierter Schalungs- und Betonierverfahren (Tafel-, Kletter-, Gleit- oder Tunnelschalung, Liftslab) für die Schließung von Baulücken und die Erhaltung städtebaulich charakteristischer Bereiche.



Bild 3 Unterlagerung eines Wohngebäudes in Plattenbauweise durch ein monolithisches Erdgeschoß

Für die Erhaltung vorhandener Bausubstanz entstanden in der DDR spezialisierte Baureparaturbetriebe des kommunalen Bereichs. Sie konzentrieren sich auf bauliche Rekonstruktion, Instandsetzung und Modernisierung, die der Beseitigung des physischen Verschleißes und der Verbesserung der Wohn- bzw. Nutzungsqualität der Gebäude dienen. Vielfach ist damit ein Funktionswandel, z.B. die Umgestaltung der Erdgeschoßzone und der Außenanlagen für gesellschaftliche Einrichtungen (Handel, Dienstleistungen, Gastronomie) verbunden.

Neben den traditionellen Verfahren kommen dabei zunehmend industrielle Techniken zum Einsatz:

- Vorfertigung und Montage von Bauelementen im Dachbereich wie Fertigteile für Schornsteinköpfe, Dachentwässerung, Traufenausbildung, Dacheinbauteile, Dachanschlüsse, First- und Kehlendichtungen, Dachhautdurchdringungen und Dachersatzkonstruktionen mit großformatigen Dachplatten.
- Vorfertigung und Montage von Bauelementen im Fassadenbereich wie Balkonersatzkonstruktionen, Fassadenschmuckelementen.



- Vorfertigung und Montage von Baugruppen und Elementen des Ausbaus und der technischen Gebäudeausrüstung wie leichte Trennwandkonstruktionen, Deckenersatzkonstruktionen, Fußbodenelemente, Baugruppen der Sanitär- und Elektroinstallation, Baugruppen zur Aufnahme und Verkleidung der Installationen, Duschkabinen.
- Mechanisierung rekonstruktionstypischer Bauprozesse durch Putzaggregate, Hochdruck-Fassadenreinigungsgeräte, Palettisierung der Stückgüter (z.B. für Dachsteine), industrielle Gerüstbausysteme und flexible Kleinmechanisierung von Bauprozessen in beengtem Bauraum.

3. INDUSTRIELLE ORGANISATION

Das Bauen auf innerstädtischen Komplexstandorten (K) ist durch die räumliche und zeitliche Verflechtung von Prozessen des kommunalen Tiefbaus (T), des Neubaus (Ni) und der Modernisierung/Rekonstruktion (MR) gekennzeichnet. Die einheitliche Planung und Steuerung des Gesamtprozesses und die objektspezifische bautechnologische Planung und Steuerung der Prozesse T, Ni, MR, die durch unterschiedliche Baukombinate realisiert werden, erfordern die bautechnologische Bearbeitung in zwei Ebenen unterschiedlicher Genauigkeit und Zeithorizonte (Bild 4).

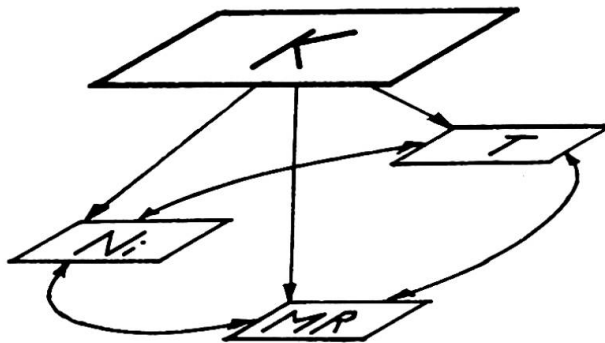


Bild 4 Ebenen der bautechnologischen Planung

Aus der Sicht des Neubaus erfolgt eine Unterteilung innerstädtischer Bauaufgaben nach Umfang und lagemäßiger Einordnung der Objekte in: Quartierbebauung Q (Bild 5a), Zeilenbebauung Z und Lückenbebauung L (Bild 5b). Die technologischen Ausführungsbedingungen insbesondere für die Montageprozesse werden in der Rangfolge

Q → Z → L

komplizierter und führen zu einer Senkung der Baugeschwindigkeit.

Aus umfangreichen Untersuchungen zur Organisation dieser Prozesse durch die TH Leipzig, die Bauakademie der DDR und mehrere Baukombinate resultieren folgende Ergebnisse:

Die Planung und Steuerung von Komplexstandorten, speziell die räumlich-zeitliche Koordinierung der Prozesse T, Ni, MR ist bei Sicherung der erforderlichen Informations- und Kooperationsbeziehungen durch Nutzung computergestützter Netzplanprogramme möglich. Ein nach dem Prinzip der Fließfertigung durchgehender Einsatz von Ausrüstungen und Arbeitskräften in den Prozessen T, Ni und MR ist infolge der unterschiedlichen technologischen Struktur der Objekte auszuschließen.

Dagegen kann die gemeinsame Nutzung von Teilen der Baustelleneinrichtung (Lager- und Umschlageneinrichtungen, Baustellenversorgung und soziale Betreuung) zu Einsparungen führen.

Im innerstädtischen Neubau, insbesondere bei Objekten, die in Plattenbauweise und in Kombination von Platten- und Monolithbau-

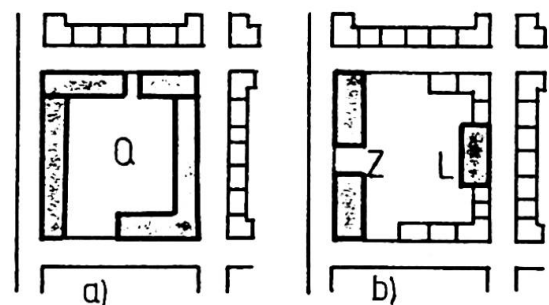


Bild 5 Bebauungsformen des innerstädtischen Neubaus

weise errichtet werden, erfolgt die Organisation der Prozesse nach der unrhythmischen Fließfertigung, resultierend aus der notwendigen Einbeziehung technologisch qualitativ und quantitativ unterschiedlicher Objekte in die Taktstraße und den stark differenzierten örtlichen Bedingungen vor allem bei den Sebauungsformen Z und L. Um auch unter diesen Bedingungen möglichst kurze Objektbauzeiten und damit eine Reduzierung organisatorischen Pausen in den Objekten zu erreichen, werden folgende Maßnahmen, die eine Modifizierung der unrhythmischen Fließfertigung darstellen, getroffen:

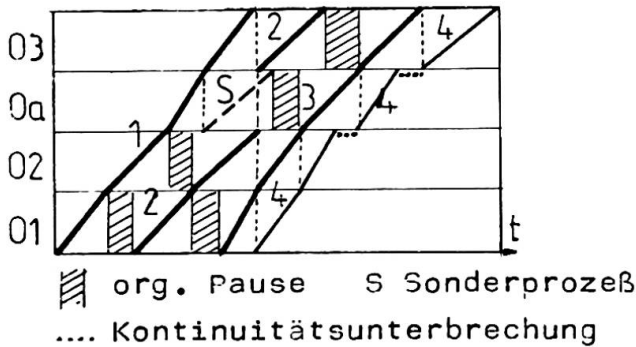


Bild 6 Unrhythmische Taktstraße mit technologisch unterschiedlichen Objekten
(0a qual. u. quant.abweichend)

- Beschränkung der Kontinuitätsforderung auf die für die Taktstraße bestimmenden Teilprozesse,
 - Ausschluß extrem abweichender Teilprozesse (Häufigkeit des Auftretens und Dauer) aus der Fließfertigg.
 - Zulassung einer Variabilität von Kapazität und Abschnittsgrenzen in den Teiltaktstraßen.
- Den prinzipiellen Aufbau eines Zyklusgramms unter diesen Bedingungen zeigt Bild 6.
(s.a.[1])

Die Instandsetzung, Modernisierung und Rekonstruktion wird in den Baureparaturbetrieben in Abhängigkeit vom Umfang der Bauleistungen und der Verfügbarkeit der Kapazitäten entweder als

- komplexe Baumaßnahme unter Berücksichtigung aller Erhaltungsaufgaben an den Gebäuden oder als
- parallele oder zeitlich versetzte Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt.

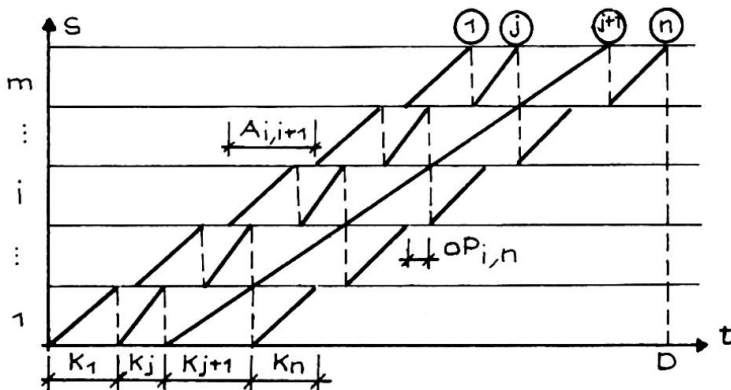


Bild 7 Prinzip der kontinuierlichen Objektfertigstellung

Standorte mit häufiger Wiederholung gleichartiger Teilprozesse, um annähernd Serienproduktion zu erreichen.

- Organisation nach technologischen Linien. Sie führen zur Herausbildung selbständiger, langfristig stabiler Produktionseinheiten, zur Spezialisierung der Arbeitskräfte und fester, spezialisierter Ausstattung mit Maschinen und Geräten.

Instandsetzungs- und Moder-

In beiden Fällen werden für die Organisation der Bauprozesse Prinzipien der Fließfertigung angewandt. Auch hier erfordern die eingangs genannten besonderen Bedingungen eine Modifizierung gegenüber der Fließfertigung bei Ne. Folgende spezielle produktionsorganisatorische Lösungen wurden entwickelt und eingesetzt (s.a.[2]):

- Bildung von Objektgruppen und Konzentration der Bauprozesse auf komplexe



- Planung nach Leitprozessen. Hier wird der Teilprozeß, der ökonomisch bestimmend ist und/oder die längste Dauer aufweist, zum Leitprozeß erhoben und primär kontinuierlich durchgeführt. Alle anderen vor- oder nachgelagerten Teilprozesse passen sich diesem an. Mit dieser Planung ist ein geordneter Kapazitätseinsatz der Haupt- und Nachauftragnehmer gewährleistet.
- Prinzip der kontinuierlichen Objektfertigstellung (s. Bild 7). Das Prinzip wird vorrangig für die Organisation der Prozesse in genutzten bzw. bewohnten Gebäuden eingesetzt. Es zielt nicht primär auf den pausenlosen Einsatz der Teilprozesse, sondern auf die Beseitigung organisatorischer Pausen in den Arbeitsabschnitten. Seine Anwendung führt zur Minimierung der Objektbauzeiten.
- Einsatz komplexer Arbeitsgruppen. Sie setzen sich aus Arbeitskräften verschiedener Berufe zusammen, dienen damit der Überwindung des subjektiven Prinzips der Arbeitsteilung und sind wesentlich flexibler als spezialisierte Arbeitsgruppen. Mit ihnen kann den Unsicherheiten des MR-Prozeßablaufes wirksam entgegnet werden.

4. PC-SOFTWARE

Der wachsende Umfang und Schwierigkeitsgrad des Baumanagements in innerstädtischen Bereichen verlangt computergestützte Arbeitsweisen. Im Arbeitsbereich der Autoren an der TH Leipzig wurden für autonome Personalcomputer Programme zur mittel- und kurzfristigen Produktionsvorbereitung und operativen Prozeßlenkung entwickelt. Mit ihrer Hilfe kann das Management der o.g. industriellen Produktionsorganisation on-line und rationell verwirklicht werden. Beispiele der Software (s.a. 3):

- Programmpaket PC-LEINET, Netzplanprogramme auf erweiterter MPM-Basis mit variablen Vorgangsdauern, Ressourcenbilanzierung und -optimierung sowie Moduln zur Aktualisierung der Abläufe.
- Programmpaket ZYKL, eine Zyklogrammrechnung mit wahlweiser Kapazitäts- oder Objektkontinuität nichtrhythmischer Taktstraßen, Ausweis von Verlustzeiten bzw. organisatorischen Pausen und Moduln zur Aktualisierung der Reihenfolgen und Dauern.
- Programmpaket HARM, netzplangestützte Ermittlung von Harmonogrammen der Jahres- und Quartalsplanung innerstädtischer Rekonstruktionsvorhaben.

Beim praktischen Einsatz in Baukombinaten der DDR hat sich diese Software seit 1986 bewährt. An ihrer weiteren Entwicklung wird gearbeitet.

LITERATUR

1. SCHLORKE, W., Bedingungen für die Anwendung der Fließfertigung beim innerstädtischen Wohnungsbau. Prace Naukowe Inst. Budownictwa, PTH Wroclaw, 1986, No.46, Serie 13, 179-185
2. FIEDLER, K., MÖLLER, E., Recent Developments of the Theory of Flow-line Production at the Transition from Extensive to Intensive Building in the GDR. Internat. Journal of Construction Management & Technology, Bradford, 1986, Vol.1, No.3, 37-51
3. FIEDLER, K., Software for Time-Scheduling of Construction Processes. IABSE Journal, Zurich, May 1987, J-34/87, 13-22

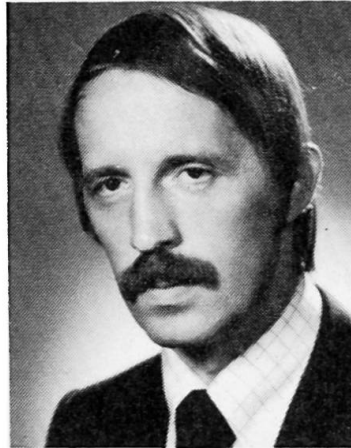
Vollständige Erneuerung eines Hochhauses mit schweren Bauschäden

Complete renewal of a heavily damaged tall building

Réparation d'une maison haute ayant subi de graves dégâts

Helmut GEISTEFELDT

Prof. Dr.-Ing.
FH Bielefeld/Minden
Minden, BRD



Helmut Geistefeldt, geboren 1944, promovierte als Bauingenieur an der Technischen Universität Braunschweig. Er war sieben Jahre Leiter des Konstruktiven Ingenieurbaus einer Ingenieurfirma mit Schwerpunkt im Brückenbau, Industriebau und Bausanierungen im arabischen Raum. Seit 1986 ist Helmut Geistefeldt Professor für Massivbau.

ZUSAMMENFASSUNG

Während des Booms nach Erhöhung des Ölpreises 1973 wurden am Arabischen Golf zahlreiche Bauwerke in Stahlbeton errichtet, die bereits während oder kurz nach der Bauzeit erhebliche Bauschäden aufwiesen. An einem dafür exemplarischen vierzehnstöckigen Hochhaus aus dem Jahr 1977/78 werden das Vorgehen bei der Feststellung, Analyse und Beurteilung der Schäden aufgezeigt. Die Ertüchtigung der Deckenkonstruktionen um bis zu 35 Prozent der Tragfähigkeit wird anhand der Sanierungsvarianten und der ausgeführten Rehabilitation vorgestellt.

SUMMARY

During the boom following the increase of oil prices in 1973 numerous buildings have been constructed in reinforced concrete in the Arabian Gulf, which showed severe deficiencies already during the construction period or short time later. For a typical 14-storey building the survey procedures and analyses of deficiencies are presented stating also reasons. Ten slabs had to be restrengthened by 35 percent of their capacities. Different proposals for remedial measures are discussed including the final solution using specific prestress, which has already been realized.

RÉSUMÉ

Durant la période d'intense activité économique après la hausse du pétrole en 1973, beaucoup de bâtiments en béton armé ont été construits dans le Golfe Arabique. Ces constructions ont présenté de graves défauts pendant la construction ou peu après. Les procédures d'inspection et d'analyse des défauts sont présentées pour un bâtiment de quatorze étages construit en 1977/78, les raisons typiques incluses. Le renforcement de dix dalles est discuté sur la base des variantes possibles et de la solution finale, qui a été réalisée avec succès.



1. EINLEITUNG

Das vierzehnstöckige Büro-Hochhaus wurde in den Jahren 1976 bis 78 in Saudi-Arabien nach ACI-Code geplant und von einem asiatischen Bauunternehmer als Erstauftrag im Land errichtet. Es ist ein Stahlbetonskelettbau mit Flachgründung und Aussteifung über zwei Treppenhaukerne sowie über Stockwerkrahmen. Rippendecken spannen quer über drei Felder, s. Bild 1 und 3. Schwere Schäden mit z.T. progressiver Rißbildung in Decken wurden im Jahre 1981 festgestellt.

2. SCHADENSAUFNAHME UND SCHADENSBILD

2.1 Sichtprüfungen

Die Prüfungen der Deckenunterseiten ergaben

- Biegerisse entsprechend Bild 2, Typ 3 in Feldmitte der Rippen mit Rißweiten bis zu 0,3mm ohne Überschreitung der Biegetragfähigkeit,
- breite durchgehende Risse mit Rißweiten bis zu 4mm in Längsrichtung der 10cm starken Deckenplatte außen neben dem Unterzug in Achse C wegen fehlender Dehnungsfuge,
- z.T. breite Schrägrisse im Auflagerbereich von Rippen im Bereich der Innenstütze (Bild 2, Typ 2) z.T. bis nahe an die Rippenunterseite mit höchster Gefahr für Schubversagen,
- Schubrisse in Rippen an den Außenträgern besonders an Arbeitsfugen, die unsachgemäß in Schubrißrichtung verliefen; außerdem war die Deckenkonstruktion am Randunterzug oben vertikal aufgespalten mit ca. 2mm Rißweite, s. Bild 2, Typ 4,
- an den inneren Längsunterzügen in Achse C und D neben den Stützen auf der einen äußeren Seitenfläche Schrägrisse gem. Bild 2, Typ 1 infolge Überbeanspruchung aus Querkraft mit Torsion,
- zahlreiche Betonnester und unregelmäßige Trennlinien an Betonierabschnitten infolge fehlender Absperrungen, s. Bild 2, Typ 4.

2.2 Untersuchungen

An zehn Bohrkernen aus verschiedenen Bereichen wurde eine bis zu 35 Prozent zu niedrige Betonfestigkeit festgestellt.

Alle kritischen Risse wurden mit Glasplättchen oder Meßpunkten versehen und wöchentlich überprüft. An drei Rippen in Achse 3 wurde fortschreitende Schubrißbildung gem. Bild 2, Typ 2 gemessen; diese wurden sofort durch Stahlverbundträger gemäß Bild 2, A ersetzt.

Die Betonüberdeckung der Bewehrung wurde über schmale eingestemte Schlitzte sowie an den abgebrochenen Rippen bis zu 10,6cm statt 5cm festgestellt. Der Stahlquerschnitt war bis zu 13% zu niedrig!

2.3 Durchsicht der Bauunterlagen

Die Ausführungspläne im Maßstab 1:50 waren vom Unternehmer erstellt worden und inhaltlich mit den Entwurfsplänen identisch. Es fehlten alle wesentlichen Details, so daß die Angaben in vielen Punkten mehrdeutig waren und Konstruktionsfehler begünstigten.

Aus den Protokollen der Bauüberwachung ergab sich, daß die Decken mit den Abmessungen 80m x 30m ohne Dehnungsfuge oder schwindkompensierende Maßnahmen gegossen und zumindest in den unteren Geschossen nach Ausschalen nicht durchgesteift wurden. Dies führt bei Fertigung einer Decke zu Überbeanspruchung der unterstützenden Decke und Schubrißbildung mit bleibender Reduzierung der Schubtragfähigkeit, da die Rippen ohne Bügel hergestellt sind.

Aus den Protokollen der Betonprüfungen konnte entnommen werden, daß

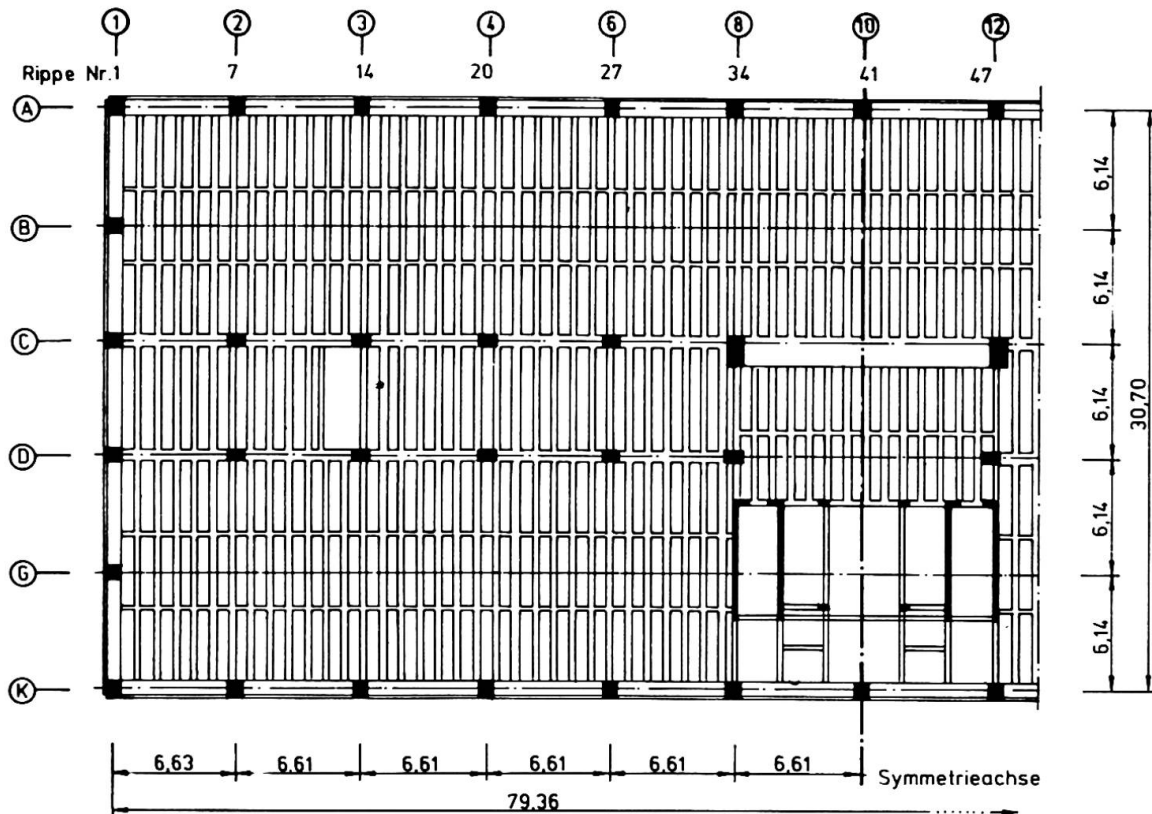


Bild 1: Untersicht einer Geschosdecke

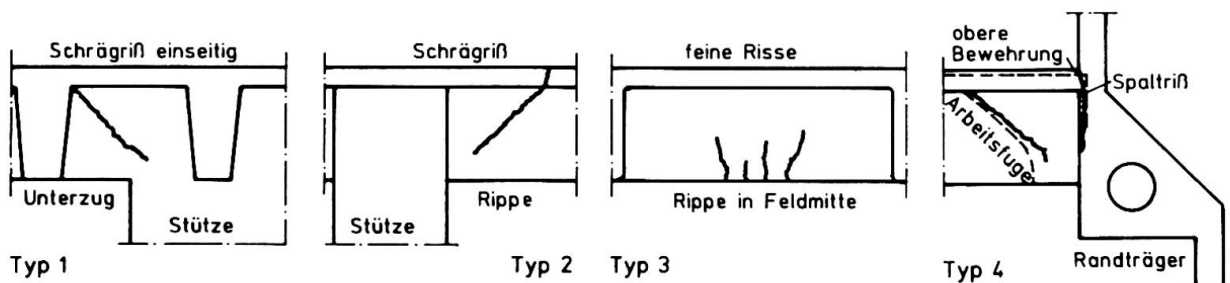


Bild 2: Typische Rißbilder der Rippendecke

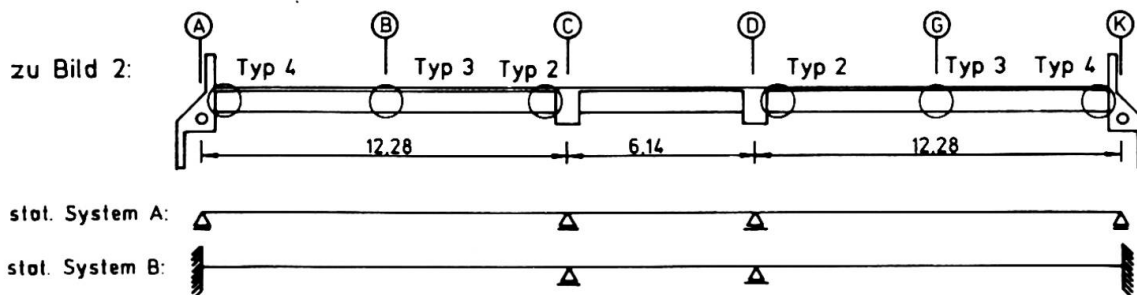


Bild 3: Deckenquerschnitt und statisches System



bei der Eignungsprüfung des Betons als Zielwert die Nennfestigkeit statt der Serienfestigkeit angestrebt wurde, so daß die Festigkeit von Anfang an zu niedrig war.

Eine statistische Auswertung aller Prüfungsergebnisse ergab für die vier verschiedenen verwendeten Betonklassen A bis D um bis zu 20 Prozent zu niedrige Festigkeiten. Der Bezug zur tatsächlichen Bauwerksfestigkeit wurde über 20 Bohrkerne aus zwei Decken hergestellt. Die Bauwerksfestigkeit acht Jahre nach Herstellung war um 10 Prozent niedriger als die Prüffestigkeit.

Aus der Photodokumentation der Baustelle wurde festgestellt, daß

- die Einspannbewehrung der Rippen in die Randträger falsch einbetoniert, wie in Bild 2, Typ 4 eingezeichnet, und dort ausreißt und
- für alle Bewehrungsabbiegungen zu kleine Biegeradien verwendet worden waren.

3. ANALYSE DES SCHADENZUSTANDS

3.1 Tragwerkplanung

Die Tragwerkplanung wurde auf der Basis der 1:100 Architektenplanung in den USA offensichtlich ohne ausreichende Koordinierung mit der Planung in Saudi-Arabien erstellt. Eine Prüfung auf Richtigkeit und Übereinstimmung mit der anderen Planung erfolgte offenbar nicht:

- die Lasten der Decken waren bis zu 16 Prozent zu gering angesetzt worden,
- zwei nachträglich angeordnete Treppenhäuser neben Achse 3 und 15 wurden in der Statik nicht berücksichtigt. In der Ausführung wurde die Deckenbewehrung dort ohne äquivalenten Ersatz ausgespart,
- für alle Rippen der Decke wurde eine Rippe in Querrichtung als Dreifeldträger entsprechend Bild 3, A berechnet. Entsprechend der gewählten Einspannbewehrung am Randträger wurde anteilig das System Bild 3, B angesetzt. Einspannungen in Unterzüge und Stützen sowie die Verformung der Unterzüge waren nicht berücksichtigt. Die genaue FE-Berechnung der Sanierungsplanung zeigt eine erhebliche Änderung der Stützmomente der Rippen in Achse C, s. Bild 5. Überbelastung von Rippen an Stützen führten zu Schubrißbildung und Verringerung der Schubtragfähigkeit, da Schubbewehrung fehlt.

4. SANIERUNGSKONZEPTE

4.1 Sanierungsphilosophie

Zwei grundsätzlich unterschiedliche Vorgehensweisen sind für Sanierungen von Stahlbetonkonstruktionen möglich:

1. Die tatsächlich vorhandenen Materialeigenschaften werden durch statistisch ausreichenden Stichprobenumfang genügend zuverlässig ermittelt, so daß die Sanierungsplanung darauf basieren kann.
2. Auf der Basis verfügbarer Informationen und einer begrenzten Anzahl von Materialprüfungen am Bauwerk wird für die Sanierungsplanung von "ungünstigsten" Werten ausgegangen.

Durch eine große Zahl von Stichproben gemäß 1. würde das Tragwerk zusätzlich geschwächt, daher wurde nach 2. vorgegangen. Mit gleichen Gesamtkosten kann für 2. durch reichlichere Verstärkungen insgesamt mehr zusätzliche Tragfähigkeit im Vergleich zu 1. erreicht werden.

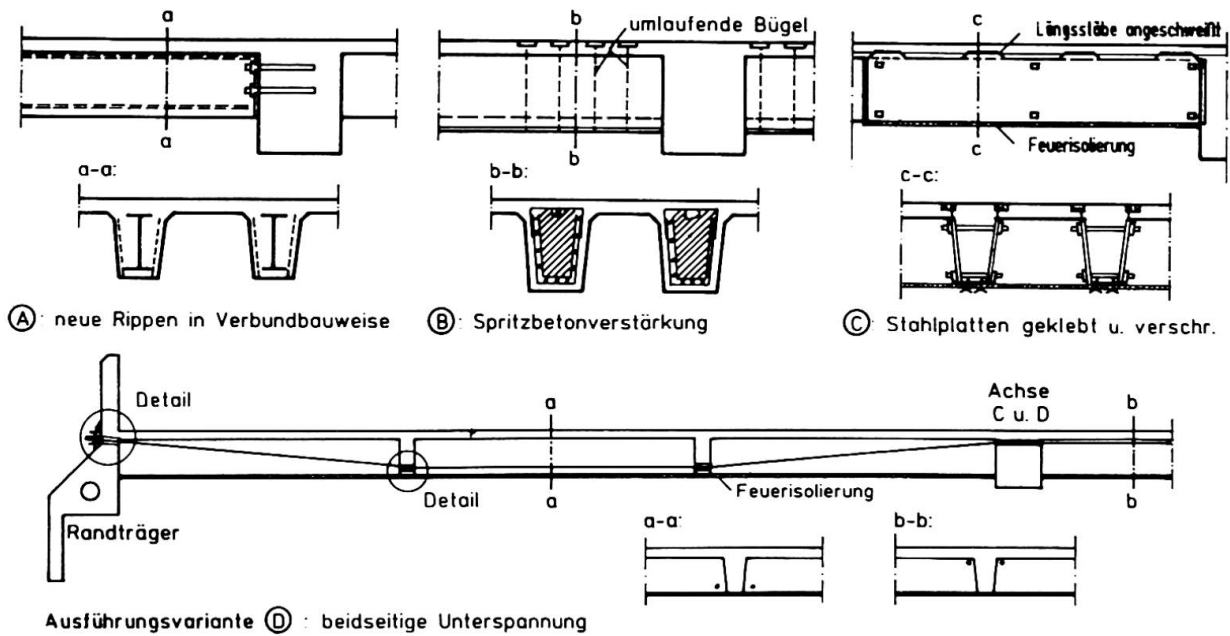


Bild 4: Varianten für die Rippenverstärkung

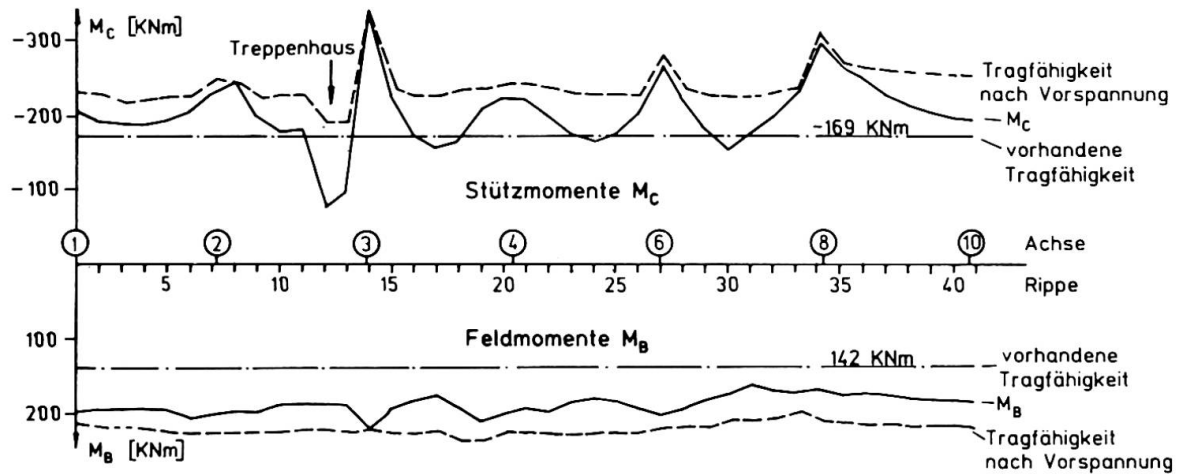


Bild 5: Momente in den Rippen der Geschoßdecke

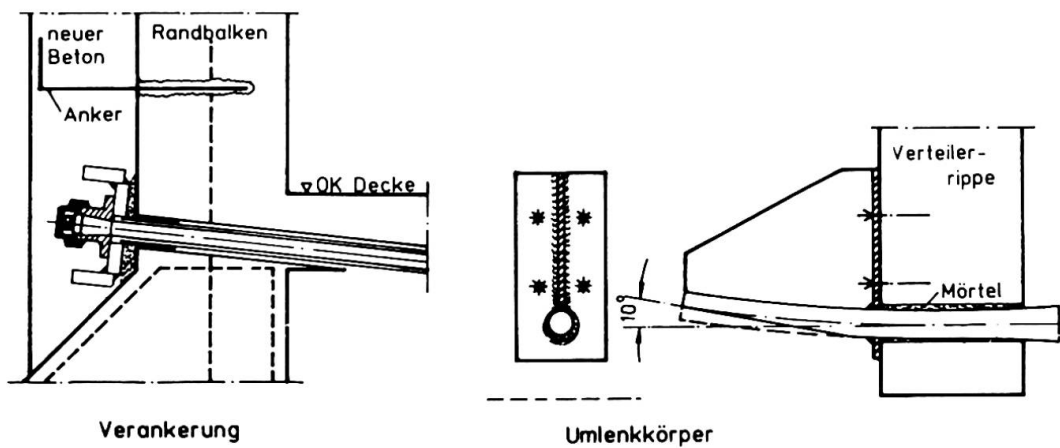


Bild 6: Details der Unterspannung nach Variante D



4.2 Sanierung der Rippendecken

Für die Sanierung der Rippendecken standen vier grundsätzlich unterschiedliche Varianten nach Bild 4 zur Diskussion:

- A. Vollständiger Abbruch überbelasteter Rippen und Ersatz durch Stahlverbundträger.
- B. Aufbringen einer allseitigen zusätzlichen Spritzbetonschale von 5cm Dicke mit um die Rippen geschlossenem Bewehrungskorb.
- C. Aufkleben von Stahllaschen beidseitig mit oben angeschweißter zusätzlicher Stützbewehrung nach Verpressen aller Risse mit Epxydharz sowie Verschraubung und Isolierung zur Brandsicherheit.
- D. Nach gefügedichter Rißverpressung der Deckenkonstruktion Unterspannung jeder Rippe durch zwei seitlich polygonal geführte vorgespannte Litzen mit PE-Umhüllung und Feuerisolierung.

Variante A eignet sich gut für die Sanierung einzelner Rippen. Für eine Verstärkung aller Rippen einer Decke ist sie zu aufwendig.

Mit Variante B kann betonangepaßt saniert werden. Rißverpressung und Feuerschutzmaßnahmen sind überflüssig. Nachteilig ist die Erhöhung des Deckengewichts um ca. 25 Prozent. Die Stützen des Gebäudes waren dafür nicht ausreichend tragfähig.

Variante C war konzipiert für eine etagenweise Sanierung der Rippen bei Gebäudenutzung und für den Fall begrenzter Sanierungsbereiche. Sie kam wegen umfassender Sanierung nicht zur Anwendung.

Die Variante D wurde ausgeführt, da durch die Unterspannung auf einfache Art eine Ertüchtigung der Deckenkonstruktion um ca. 35 Prozent mit sehr kleinem Zusatzgewicht möglich wurde. Bild 5 zeigt, wie durch Unterspannung jeder Rippe mit je 260 bis 340 kN Vorspannkraft die unzureichende Tragfähigkeit ausreichend angehoben wird. Auch die Schubtragfähigkeit wird durch die Unterspannung ausreichend erhöht. In der am stärksten beanspruchten Rippe 14 (s. Bild 1) beträgt die rechnerische Schubtragfähigkeit im Zustand I nach Epoxydinjektion nur 80kN bei einer Querkraft von 140kN. Durch Unterspannung wird diese Schubtragfähigkeit auf 138,1kN erhöht. Alle anderen Rippen weisen nach Sanierung Tragfähigkeitsreserven auf. Detailpunkte für die Unterspannung nach D sind in Bild 6 dargestellt für die Verankerung am Randträger und die Umlenkung der Spannlitzen an Verteilerrippen und Längsträgern. Die dafür entwickelten Umlenkkörper konnten für alle vorkommenden Umlenkwinkel der Spanngliedführungen eingesetzt werden.

5. AUSFÜHRUNG

Die Sanierungen nach Abschnitt 4 wurden zusammen mit weiteren Verstärkungen im Zeitraum von 12 Monaten durchgeführt. Die Deckensanierung durch Unterspannung hat sich in der Ausführung bewährt. Nach Injektion des gesamten Betontragwerks mit insgesamt 12 Tonnen Epoxydharz wurden mehr als 10.000 Löcher für die Spannlitzen gebohrt, die Umlenkkörper eingesetzt und die Spannlitzen eingefädelt. Nach Vorspannen der Decken in zwei Stufen mit 30 und 70 Prozent Spannkraft jeweils vom Dach aus wurde die Deckenunterseite feuerisoliert.

Die gesamten Sanierungskosten betrugen ca. 12 % des ursprünglichen Herstellungsaufwands.

Demountable and Remountable Concrete Structures for Renovation

Rénovation des constructions en béton par démontage et remontage

Erneuerung von Betonbauwerken durch Demontage und Remontage

W. J. VAN DEN BOOGAARD

Technical, Director
D3BN Consult. Eng.
Rotterdam, The Netherlands

W. J. van den Boogaard graduated from Delft University in 1952. After two years research at TNO-IBBC he became a consulting engineer and, since 1961, director of the consulting firm D3BN.

H. W. REINHARDT

Professor
Darmstadt University,
Darmstadt,
Fed. Rep. of Germany

H. W. Reinhardt graduated from Stuttgart University in 1964. Since 1975 he has been head of the Concrete Section of the Stevin Laboratory of Delft University. He joined Darmstadt University in 1986.

SUMMARY

Demountable construction supports the flexible use of a structure, helps to save cost, material, and energy, and protects the environment from noise and dust due to demolishing. Theoretical and experimental studies show that demountable concrete structures are technically feasible. Practical cases demonstrate that demounting and remounting lead to economic results if some requirements are fulfilled.

RÉSUMÉ

La capacité d'une structure de pouvoir être démontée rend son utilisation plus flexible, et épargne de l'argent, des matériaux et de l'énergie et protège l'environnement du bruit et de la poussière pendant la démolition. Les études théoriques et expérimentales montrent que des structures démontables en béton sont réalisables. L'expérience pratique indique que le démontage et le remontage offrent des solutions économiques si quelques conditions sont remplies.

ZUSAMMENFASSUNG

Demontables Bauen unterstützt die flexible Nutzung von Konstruktionen, hilft mit, Kapital, Material und Energie zu sparen und schützt die Umwelt vor Lärm und Staub beim Abbruch. Theoretische und experimentelle Untersuchungen zeigen, daß demontable Betonkonstruktionen technisch möglich sind. Fälle aus der Praxis machen deutlich, daß Demontage und Remontage auch zu wirtschaftlichen Lösungen führen, wenn einige Voraussetzungen erfüllt sind.



1. INTRODUCTION AND MOTIVE

Structures are designed according to the requirements of size, shape, service load, production lines, thermal insulation, technical installations and many others. The requirements are defined by the actual owner who considers the technical possibilities, the economical and social boundary conditions, and his own experiences of today. All these aspects change with time. The longer a structure can fulfil the purpose, the better is the design.

However, here is a gap between the rapid changes of production methods in plants, of social environment, living style, and office equipment on the one side, and the long life of a concrete structure on the other side. If a structure does not allow a flexible use, i. e. the adjustment to new requirement, it will be demolished. This means waste of money, material and energy, impact on the environment by noise and waste.

All these aspects were the reason that the CUR (Centre for civil engineering research, codes and specifications in the Netherlands) has started a research committee entitled Demountable Construction. The committee used the following definition: "Demountable construction is a building method which uses structural connections which are such that the structural parts can be demounted with no or little destruction and are suited for reuse. By this it is aimed at energy and material saving, at reduced noise and dust production during demolishing, and at diminution of the waste problem". The committee has tried to accomplish this challenging task by theoretical considerations and laboratory testing which resulted in a final report [1]. In the same time it happened that a multistory apartment house was partly demounted and remounted at a new site [2].

2. ACTIVITIES OF CUR COMMITTEE

2.1 Theoretical considerations and survey of demountable structures

Demountable structures are designed as prefabricated structures, the parts of which are assembled by structural connections. Depending on the function of the structures a few areas can be distinguished: housing, office buildings, plants, bridges, and power stations. Each area has some characteristics. According to a FIP-inquiry, most prefabricated apartment houses consist of panels which are placed perpendicular to the longitudinal axis and carry the slabs. The stability in longitudinal direction is secured by stair wells or elevator. This structural system does not allow much flexibility in use. However, renovation is possible by total demounting and remounting as will be shown later.

Usually, office buildings do not consist of transverse panels but of columns, beams, load bearing facades and sometimes a longitudinal wall. The horizontal stability is supplied by cores or shear walls. The load acting on the facade is transferred to the core by the slabs which must have a certain shear stiffness and shear capacity (diaphragm action). If the slabs consist of prefabricated elements, the joints transfer the load since a reinforced concrete topping layer would make demountability impossible. The question how to design a demountable slab appropriately, was answered by testing and some theoretical considerations (see Chapter 2.2).

Structures for production plants are very various and often tailored to the special purpose. There are some recent developments which make demountable construction attractive [3]:

- the life cycle of industrial processes becomes shorter and shorter which asks for adaptation
- structures are part of an infrastructure which may not be demolished
- social aspects ask for new arrangements within buildings
- the life time of installation and structure is out of phase
- a modern structure is an assembly, therefore the structure should be integrated into this assembly.

Demountable structures should be based on a module which is the same as for the technical installation.

There are examples of temporary bridges in cities which consist of single span girders connected by bolts or unbonded prestressing tendons. The bridges serve vehicle traffic or public transport. - Structures for power generation and storage are manyfold. Although not yet realized, it may be assumed that solar, wave, and wind power plants which consist of many similar parts are suited for prefabrication and demountability.

Generally speaking, prefabricated structures can be made demountable and remountable if the connections are designed in a proper way. In the most cases the following will apply:

- compressive supports: dry mounting on felt or other pads and positioning by pin
- tensile connection: by bolts, welded steel parts, or prestressing tendons
- bending connection: tensile connections according to force distribution
- shear connection: mortar joints between slabs with shear keys.

The safety and stability requirements of a demountable structure are the same as for conventional structures. There may be less redundancy since most parts are statically determined, but on the other hand, the path of the forces is quite clear and transparent. The connections should be detailed carefully and made as simple as possible so that human errors on the building site are reduced to a minimum.

2.2 Laboratory testing

The CUR committee decided to carry out tests on a 1 : 5 scale floor bay in order to know the stiffness and loading capacity under horizontal forces. This has to be known for the stability assessment of buildings consisting of columns, beams, and slabs.

Fig. 1 shows half of the loading configuration since some tests were performed under reversed loading. The slab was supported by beams on roller bearings while the horizontal force was transferred to end shear walls. The beams were connected in three different ways (see Fig. 2).

The main conclusions of the experiments which are described in detail in [4], are:

- the floor bay consists of two rigid parts which behave elastically until the centre point opens which depends on the mortar strength and the prestress in the tendon of the tensile zone. Thereafter rotation starts which is controlled by the elongation of the total tendon length, i. e. the deformation is concentrated in one joint which opens up widely.

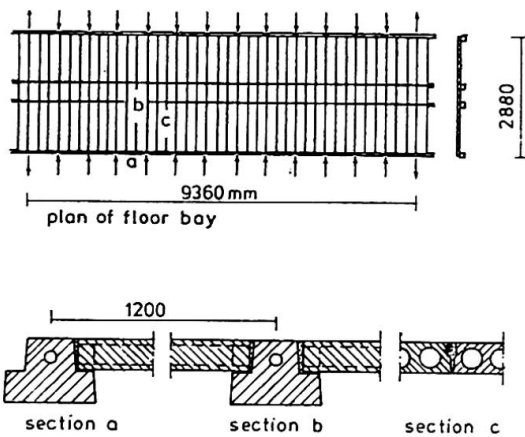


Fig. 1 1:5 scale model of a floor bay

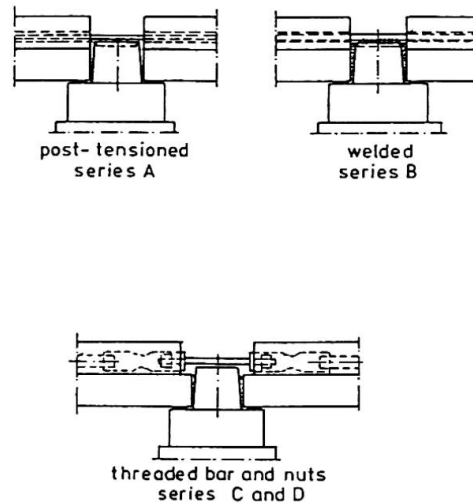


Fig. 2 Different connections between beams

- the floor bay can be schematized as an assembly of rigid parts, see Fig. 3.

- The stiffness of the tensile zone is given by the tendon which is fixed on the columns (Test series B).
- The stiffness of the tensile zone is the weighed average of the connection and the uncracked beam between two connections (Test C), see Fig. 4. The curvature of the bending line is then concentrated on the free part of the connections.

In both cases, the deflection of the floor can be calculated very simply by hand.

- the failure load is given by the shear capacity of the highest stressed joint. The average ultimate shear stress was 0.13 MPa for a mortar with a splitting tensile strength of 0.3 MPa. Higher shear stresses can only develop if the edges of the prefabricated slabs have shear keys.
- the loading capacity depends strongly on the type of loading and the number of cycles. Alternating load is the most severe loading case, see Fig. 5.
- the deflection depends strongly on the number of cycles, see Fig. 6. Shear displacement is small if the joints do not open under service load. Connection of beams by prestressing or by stiff bolts can therefore be recommended.
- it is possible to design a demountable floor for horizontal forces without reinforced topping layer.

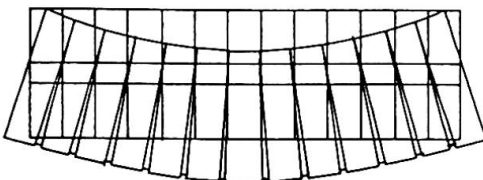


Fig. 3 Deflection of floor with unbonded tendon fixed at columns

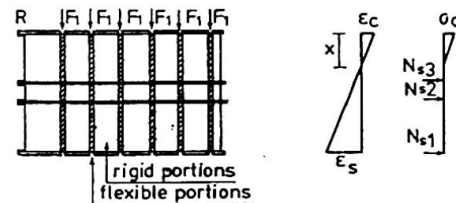


Fig. 4 Schematization of floor with connection between concrete beams

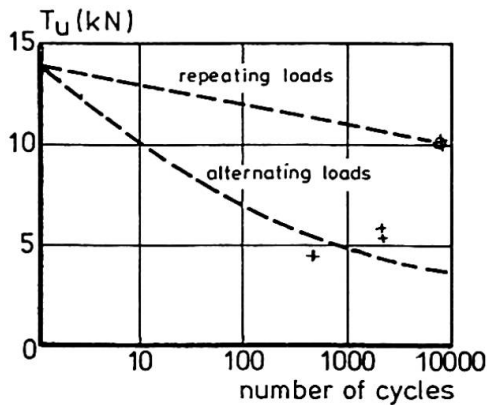


Fig. 5 Ultimate shear force vs. number of cycles

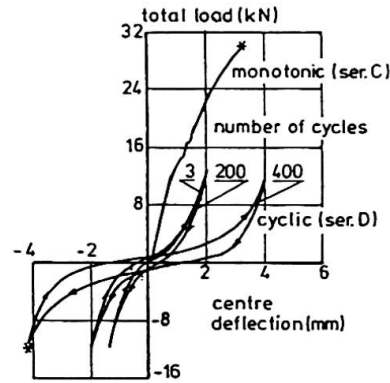


Fig. 6 Increase of deflection due to alternating load

2.3 Report

The committee prepares a report [1] which contains the information from an own literature survey, from an international symposium [5], from own theoretical and experimental finding. It deals with the design philosophy, safety considerations, the requirements and detailing of connections, and the fields of application. Examples of demounted and remounted buildings show that reuse is economic if the structure can be rebuilt at a nearby location in a similar fashion and if reuse was envisaged from the beginning. It seems uneconomic to demount a structure, store the parts and sell them on a second-hand market. The committee gives recommendations for demountable concrete structures.

3. EXAMPLE OF DEMOUNTED AND REUSED APPARTMENT HOUSE

In 1971/72, an apartment house was built with eleven stories. After only a few years, many families moved and the house became partly empty. Furthermore, garbage, vandalism and aggression grew more and more which caused the owner to find a solution for the social problem. After thorough consideration, the partly demounting and reuse of the building appeared to be the best solution. It was decided to demount seven stories, to transport them to a site in about two kilometers distance. So, 84 appartments are demounted and 114 new appartments are built in three and four story buildings.

This operation was only feasible, because two persons were available who were mainly responsible of the first construction in 1971, the design engineer and construction engineer. These two persons knew all about the system, the stability, and the sequence of construction. They were convinced that demounting should be possible although this was not intended in 1971.

Fig. 7 shows the essential detail of the panel system. Two slabs rest on fill on the wall, the space in-between is filled by concrete. Rebars protrude from the slabs joining each other. For demounting, the

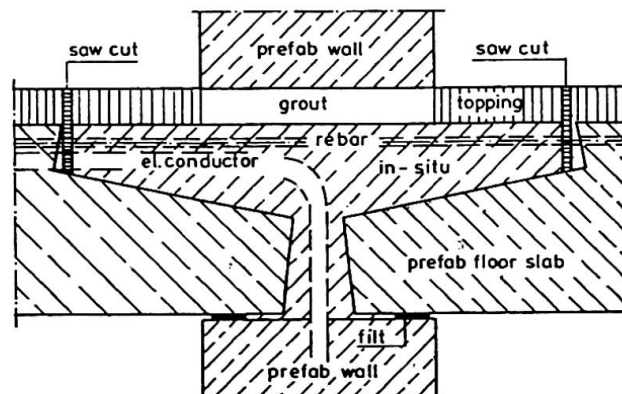


Fig. 7 Wall to floor joint of the Delta BMB system



rebars and the mortar are cut by sawing and removed. Then the slabs can be lifted and transported to the storage location.

It turned out that all structural elements could be removed quite easily. Only the stair wells which were cast in-situ have been demolished. Also the front panels with glazing and doors could be removed, transported and reused. The reerection went according to plan. Since the continuous rebars in the slab were cut, the stability of the building has been reevaluated. It turned out it could be ascertained by the slab with respect to vertical forces, but some extra measure was necessary for horizontal stability in longitudinal direction. The total project was successful in technical and economical sense. Whether other projects will follow depends on the specific circumstances.

4. CONCLUSIONS

The life time of a structure and the cycle of other processes are not in phase. This makes that a structure should be flexible in use or the structure has to be adjusted to new requirements. Furthermore, demolishing means waste of money, material, and energy which should be avoided.

Theoretical and experimental research on demountable concrete structures show that demountability is feasible if the philosophy of prefabrication is rigorously applied and if, furthermore, the connections are designed properly. It turns out that diaphragm action of a floor can be achieved without a reinforced concrete topping layer.

Practical cases demonstrate that demounting and remounting is technically feasible and economic if some requirements are fulfilled.

5. ACKNOWLEDGEMENT

The work described is the result of the joint effort of the CUR-Committee Demountable Construction. The authors acknowledge gratefully the encouragement of the CUR and the fruitful co-operation of their colleagues in the committee.

6. REFERENCES

- [1] CUR Demontabel bouwen, to appear in 1988
- [2] KÖHNE, J.H., Demonderen en opnieuw beginnen in Middelburg. Cement 38 (1986), no. 8, pp. 40 - 45
- [3] VAN DER PLOEG, A., Demonteerbaar bouwen voor efficiënte bedrijfshuisvesting. Cement 37 (1985), no. 8, pp. 615 - 620. Summary in [5], pp. 33 - 35
- [4] KOLPA, J.J., STROBAND, J. Demountable construction. Analysis of the behaviour of a 1 : 5 scale floor bay. Part 1: Report 5-85-14, Part 2: Report 25-87-12, Part 3: Report 25-87-30, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, Delft 1985/1987
- [5] REINHARDT, H.W., BOUVY, J.J.B.J.J. (eds.), Demountable concrete structures. A challenge for precast concrete. Delft University Press, Delft 1985, 351 pp.

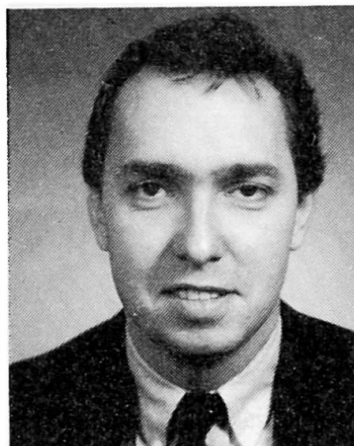
Deckenverstärkung und -erneuerung bei durchgehend genutzten Gebäuden

Strengthening of Ceilings in Buildings used during the whole Period of Reconstruction

Renforcement et rénovation de plafonds des constructions sans interruption de l'exploitation

Andreas KOLBITSCH

Dipl.-Ing. Dr. techn.
Ö.G. zur Erhaltung von Bauten
Wien, Österreich



Andreas Kolbitsch promovierte als Bauingenieur an der Technischen Universität Wien. – Bis 1986 war er als Assistent am Institut für Hochbau und Industriebau der Technischen Universität Wien tätig; diesem Institut gehört er als Lehrbeauftragter weiterhin an. Seit 1987 beschäftigt er sich als Geschäftsführer der ÖGEB mit konstruktiven Fragen der Althausanierung.

ZUSAMMENFASSUNG

Wirtschaftliche Überlegungen zur Althausanierung hängen in vielen Fällen von den Kosten einer zeitweisen Absiedlung der Bewohner ab. Der vorliegende Bericht stellt einige Methoden zur Deckensanierung von durchgehend genutzten Gebäuden vor.

SUMMARY

Economic considerations dealing with the reconstruction of building structures often depend on temporary vacation of the apartments. This report presents several opportunities of strengthening or restoration of ceiling constructions in buildings used during the whole period of reconstruction.

RÉSUMÉ

Lors d'assainissement d'anciennes constructions, les considérations économiques dépendent souvent des frais d'un délogement temporaire des occupants. L'étude explique quelques méthodes d'assainissement de plafonds des constructions utilisées sans interruption.



1. GRUNDSÄTZLICHE PROBLEMATIK

Einen wesentlichen Faktor bei der wirtschaftlichen Beurteilung von Sanierungsmaßnahmen an Wohnbauten des vorigen Jahrhunderts machen die, sich aus der - zumindest zeitweisen - Absiedlung der Bewohner ergebenden Kosten aus. Zudem stößt die Tatsache des vorübergehenden Wohnungswechsels bei den meist älteren Mietern oft auf unüberwindliche Widerstände.

Es wurde daher in den letzten Jahren das Schwergewicht bei der Konzeption von Sanierungsmethoden auf die Entwicklung von Maßnahmen gelegt, die bei durchgehender Nutzung der Gebäude getroffen werden können. Dies ist besonders bei Elementen der Tragkonstruktion, die den direkten Wohnbereich berühren, von Bedeutung.

Analysen zahlreicher Wohnhäuser der Bauzeit 1850 bis 1918 zeigen, daß sich die Überlegungen dabei auf die Verstärkung hölzerner Deckenkonstruktionen konzentrieren müssen.

2. VORSTELLUNG EINZELNER SANIERUNGSMASSNAHMEN

Für die Sanierung bzw. Verstärkung von Holzdecken kommen dabei die in der folgenden Zusammenstellung (Fig.1) angeführten Verfahren in Betracht, wobei als Hauptkriterium vorausgesetzt wird, daß - außer dem gerade bearbeiteten Deckenabschnitt (meist in der Größenordnung von ein bis zwei Räumen) - keine Wohnflächen in einer Weise beansprucht werden, die eine Nutzung unmöglich macht.

MASSNAHME	EINBEZIEHUNG D. VORH. KONSTRUKTION		
	KONSERVIERUNG	ERHALTUNG	MITTRAGENDE WIRKUNG
POLYMERCHEM. RESTAURATION			
EINZIEHEN VON TRÄGERN			
LASTVERT. AUFBETON			
ORTBETONPL. AUF ALTER DECKE			
HOLZ - HOLZ VERBUND			
HOLZ - BETON VERBUND			

IVBH/VERST/ FIG.1 4,5/10

Fig.1 Übersicht der möglichen Sanierungsverfahren, geordnet nach dem Grad der Einbeziehung der vorhandenen Konstruktion

In der folgenden Behandlung einzelner Sanierungsmethoden wird besonderes Augenmerk auf diejenigen Techniken gelegt, die eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Deckenkonstruktion bewirken. Derartige Maßnahmen wurden bisher meist nur in abgesiedelten Gebäuden angewandt.

Die Unterteilung der Verfahren erfolgt - wie bereits in Fig.1 dargestellt - nach dem Grad der Einbeziehung der vorhandenen Konstruktion bei der Sanierung bzw. Verstärkung.

Die Problemkreise der Verstärkung massiver Deckenkonstruktionen, sowie der sich in bestimmten Fällen ergebenden Notwendigkeit zum Austausch von Deckenkonstruktionen werden in zwei getrennten Abschnitten behandelt.

2.1 Sanierungsmaßnahmen mit konservierender Wirkung

Sanierungsmaßnahmen mit konservierender Wirkung betreffen vor allem die besonders für feuchtigkeitsbedingte Schäden anfälligen Auflager der Deckenbalken (Träme). Aus der Bedingung der durchgehenden Bewohnbarkeit des Gebäudes ergibt sich die Forderung, daß derartige Maßnahmen weitgehend von der Deckenober- oder -unterseite aus durchgeführt werden können. Da der befallene Tramkopf in der Regel entfernt und ersetzt werden muß, stehen die in Fig.2 und Fig.3 skizzierten Möglichkeiten offen.

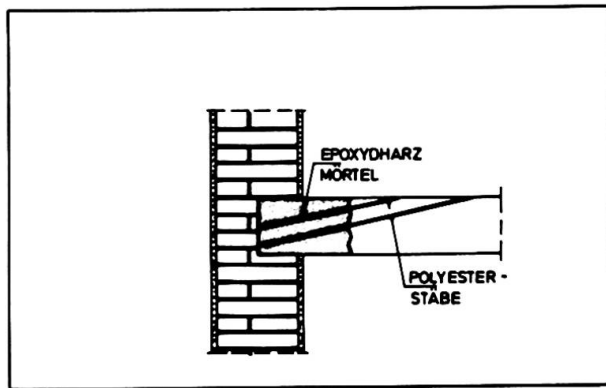


Fig.2 Ersatz des Tramkopfes durch polyesterarmierten Epoxymörtel

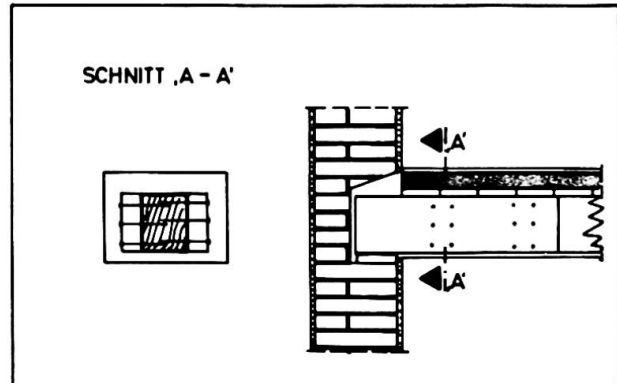


Fig.3 Ersatz durch seitlich befestigte Laschen

2.2 Maßnahmen bei Erhaltung der vorhandenen Konstruktion

Als Sanierungsmaßnahmen bei Erhaltung der vorhandenen Konstruktion stehen die in Fig.1 angeführten drei Methoden zur Verfügung. Die Aufbringung einer lastverteilenden Betonplatte - die in zahlreichen Fällen angewandt wird - soll ihrer Einfachheit halber nicht weiter behandelt werden.

2.2.1 Einziehen von Verstärkungsträgern

Bei Tramdecken kann der zwischen den Balken verbleibende Hohlraum zum Einbau von Verstärkungsträgern aus Stahl verwendet werden. Da die vorhandenen Holzträme entlastet werden sollen, wird die zu erneuernde Fußbodenkonstruktion (z.B. Verbundfertigteilplatten) direkt auf den Oberflanschen der Stahlträger befestigt. Fig.4 zeigt als Alternative die Einfassung der bestehenden Träme.

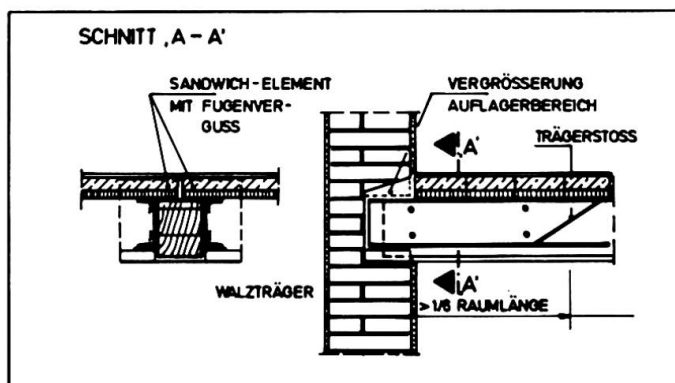


Fig.4 Einziehen von Verstärkungsträgern in Tramdecken

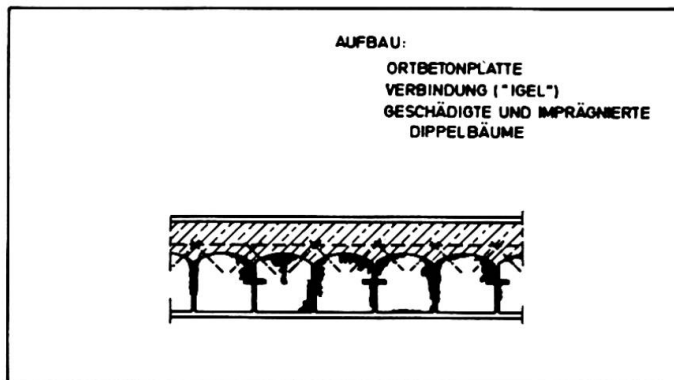
Diese Methode kann jedoch nur dann mit geringem Aufwand eingesetzt werden, wenn das Deckenaufleger durch einen Mauerabsatz gebildet wird.



2.2.2 Ortbetonplatte auf bestehender Dippelbaumdecke

Einen der häufigsten Sanierungsfälle stellt die Notwendigkeit der Verstärkung einer schadhafte Dippelbaumdecke (meist als Abschlußdecke zum auszubauenden Dachgeschoß angeordnet) dar. Dabei ist die vorhandene Dippelbaumdecke zumindest im Auflagerbereich meist derart geschädigt, daß sie zur Lastabtragung nicht herangezogen werden kann. Nach einer entsprechenden Imprägnierung wird das bestehende Tragwerk als Schalung für eine Ortbetonplatte verwendet. Die Unterstützung beim Betonieren erfolgt durch über der Decke liegende Hilfskonstruktionen oder - falls möglich - über den Dachstuhl.

Fig.5 Tragende Ortbetonplatte auf schadhafte Dippelbaumdecke



2.3 Verstärkungsmaßnahmen bei mittragender Wirkung der vorhandenen Konstruktion

Bei Mitwirkung der nachgewiesenermaßen gut erhaltenen Tramdecke an der Verstärkungsstruktur stehen die Möglichkeiten der Herstellung eines Holz-Holz-Verbundtragwerkes bzw. eines Holz-Beton-Verbundtragwerkes offen.

2.3.1 Holz-Holz-Verbundtragwerk (Holzrippendecke)

Die Herstellung einer Holzrippendecke durch Annageln einer parallel zu den Trämen angeordneten Bretterlage erscheint besonders bei Tramdecken mit über den Balken liegender Sturzschalung als günstige Lösung. Bei der Bemessung ist darauf zu achten, daß einzelne Normen (z.B. ÖNORM) eine Abminderung für Spannungs- und Formänderungsnachweis verlangen.

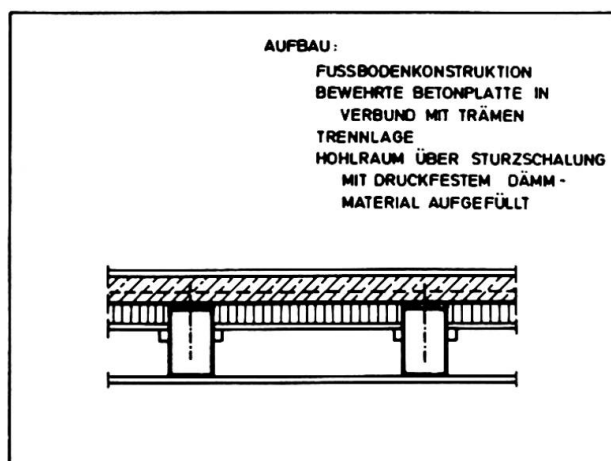


Fig.6 Aufbau einer Holzrippendecke

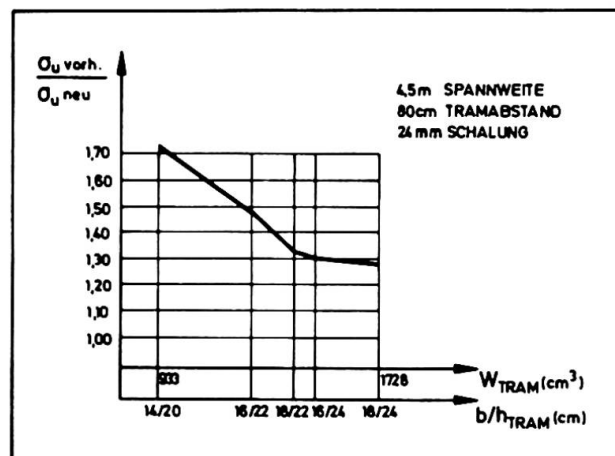


Fig.7 Erreichbare Verbesserung (Vergleich der Spannungen am Zugrand)

2.3.2 Holz-Beton-Verbunddecke

Die Ausbildung von Holz-Beton-Verbunddecken wird zur Zeit im Rahmen der österreichischen Gesellschaft zur Erhaltung von Bauten in mehreren Forschungsarbeiten praktisch und theoretisch untersucht. Dabei liegen die Schwerpunkte der Überlegungen in der Optimierung der Dübel und in der Auswahl des bestgeeigneten Aufbetons (Faserbeton, Leichtbeton). Auch diese Sanierungsmaßnahme kann ohne größere Beeinträchtigung des unter der Decke liegenden Geschosses durchgeführt werden.

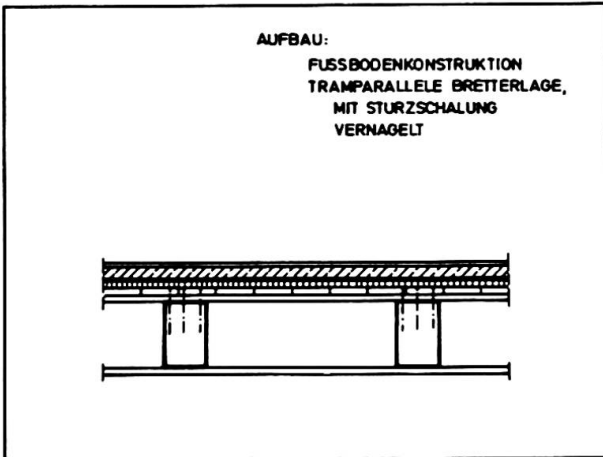


Fig.8 Aufbau einer Holz-Beton-Verbunddecke (Schema)

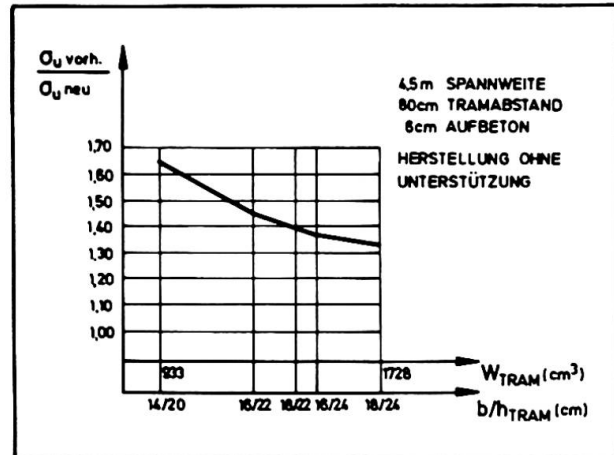


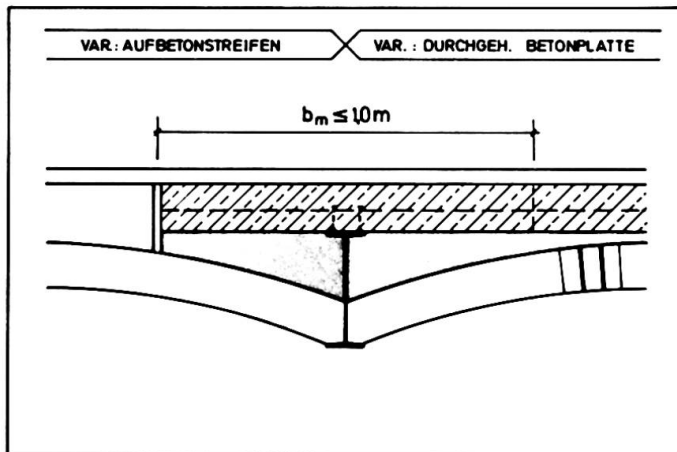
Fig.9 Mögliche Verstärkung (Beispiel)

3. VERSTÄRKUNG MASSIVER DECKENKONSTRUKTIONEN

Zahlreiche Untersuchungen ergaben, daß massive Deckenkonstruktionen von Wohnbauten des vorigen Jahrhunderts für die Aufnahme der zu erwartenden Belastungen ausreichend dimensioniert sind. Bei Nutzungsänderungen und daraus resultierenden Nutzlaststeigerungen können sich jedoch bei sogenannten "Platzdecken" (auch als "Kappendecken" bezeichnet), die aus flachen zwischen in Haupttragrichtung verlegten Walzträgern gespannten Ziegelgewölben bestehen, Probleme im Bereich der Stahlträger ergeben.

Auch in diesen Fällen besteht die Möglichkeit, ein Verbundtragwerk herzustellen.

Fig.10 Verstärkung einer "Platzdecke" durch Ausbildung einer Verbundkonstruktion





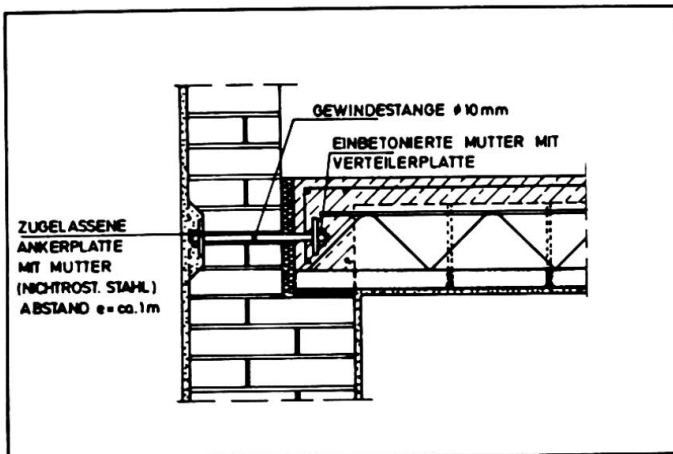
In diesem Fall hängt die Bemessung von derart vielen Faktoren ab, daß jeder Projektierung eine eingehende Untersuchung der vorhandenen Konstruktionsteile auf ihre Werkstoffeigenschaften vorangehen muß.

4. ERNEUERUNG VON DECKENKONSTRUKTIONEN

Die Erneuerung von Teilen der Deckenkonstruktion in durchgehend genutzten Gebäuden kann nur abschnittsweise, unter Verwendung von Fertigteilen erfolgen, um die von den Baumaßnahmen betroffenen Gebäudeteile möglichst klein zu halten. Im Idealfall sind lediglich der über und der unter dem zu erneuernden Deckenabschnitt liegende Raum für die Dauer des Austausches zu räumen.

Dabei kommt der Wiederherstellung der Verschleißkonstruktionen besondere Bedeutung zu. In Fig.11 ist eine Möglichkeit für eine derartige Verankerung dargestellt, bei der allerdings Beschädigungen an der Fassade hervorgerufen werden.

Fig.11 Deckentausch mit Rekonstruktion der Verschleißung



LITERATURVERZEICHNIS

1. BÖLCSKEY E., Neuartige statische und konstruktive Lösungen bei der Instandsetzung historischer Deckensysteme, in Erhaltung-Erneuerung, No. 3-87, Wien 1987.
2. KOLBITSCH A., Deckensysteme und Deckensanierungen in Altbauten - eine Übersicht, in Erhaltung und Erneuerung von Bauten, Band 1, ÖGEB, Wien 1986.
3. PAUSER A. u. KOLBITSCH A., Erhöhung der Tragfähigkeit von Holztramdecken, Schriftenreihe der FGW, Heft 101, Wien 1985.
4. PISTULKA J., Verstärkung von Holzdeckenkonstruktionen, in IVBH Report Volume 46, IVBH 1983.
5. ZAJICEK P., Verstärkung der alten Deckenkonstruktionen, in ÖIAZ 130, H.7/8, Jg.1985.

Strength and Behaviour of Repaired Concrete Bridge Decks

Comportement et résistance de dalles de ponts en béton, après réparation

Festigkeitsprobleme reparierter Fahrbahnplatten aus Beton

Johan SILFWERBRAND

Dr. Tech.
Royal Institute of Technology
Stockholm, Sweden



Johan Silfwerbrand, born 1958, received his civil engineering degree and doctor's degree at the Royal Institute of Technology, Stockholm. He has studied strength and behaviour of repaired concrete structures since 1982.

SUMMARY

Deteriorated concrete due to mainly de-icing salts and freeze-thaw cycles is nowadays removed from concrete bridge decks in Sweden by using the water-jet technique. It is shown that a repaired concrete bridge deck can resist stresses due to differential shrinkage because of the favourable effects of concrete creep. It is necessary to carry out removal, casting and compacting operations carefully and to make sure that all loose particles are removed from the surface before casting of the new concrete topping. Composite concrete slabs fulfilling these demands have developed as high ultimate loads as homogeneous slabs.

RÉSUMÉ

La technique du jet d'eau sous pression est employée en Suède pour nettoyer les dalles de ponts de bétons détériorés suite à l'action des sels de déverglaçage et à l'action des cycles gel-dégel. Après réparation, un tablier de pont en béton peut résister aux contraintes dues au retrait différentiel grâce aux effets favorables du fluage du béton. Il est nécessaire de réaliser avec soin les opérations de nettoyage, de coffrage et de compaction et de s'assurer que toutes les particules ont été enlevées de la surface du joint de bétonnage. Les dalles de bétons composites réalisées selon cette méthode présentent une résistance ultime semblable à celles de dalles homogènes.

ZUSAMMENFASSUNG

Hauptsächlich durch Tausalz und Frost-Tauwechsel beschädigter Beton von Fahrbahnplatten wird heute in Schweden mit Hilfe der neuen Waterjet-Technik entfernt. Es wird hierin gezeigt, dass eine reparierte Fahrbahnplatte aus Beton den durch unterschiedliches Schwinden verursachten Spannungen wegen der günstigen Effekte des Betonkriechens widerstehen kann. Voraussetzung ist ein sorgfältiges Arbeiten beim Entfernen, Betonieren und Verdichten, damit die Fuge vollständig frei ist von losen Partikeln. Verbundplatten, die diese Forderungen erfüllen, haben ebenso hohe Bruchlasten erreicht wie homogene Betonplatten.



1. INTRODUCTION - IDENTIFICATION OF THE PROBLEMS

Increasing traffic loads combined with de-icing salts and repeated freeze-thaw cycles have caused extensive damage to bridges in Sweden and abroad.

Deterioration starts at the surface and progresses into the structure with carbonisation and with increase in chloride content. The deteriorated concrete has to be removed and replaced by a new concrete topping, which leads to a composite concrete structure. In order to ensure full structural interaction between old and new concrete it is necessary to have good bond between them.

Concrete removal by means of high pressure water-jets is a new technique. The use of the water-jet technique - also called hydrodemolition - has increased rapidly in recent years. The water-jet technique creates a clean and rough contact surface. It is furthermore believed that the technique does not induce any microcracks into the remaining concrete. Thus the new technique ought to further a good bond between old and new concrete.

Since 1982 the bond between old concrete and a new concrete topping has been studied at the Department of Structural Mechanics and Engineering, Royal Institute of Technology in Stockholm. Tests on beams [6] and slabs [8] have been carried out in order to study the behaviour and load-bearing capacity of composite concrete structures.

According to the Swedish "Regulations for Concrete Structures" BBK 79 [1] a composite concrete member may be designed as a monolithic member only if there is reinforcement or a compressive force passing across the contact surface (in CEB [2] and FIP [4] called interface). Traditionally the shear capacity is ensured by stud bolts. Showing that shear capacity is ensured without stud bolts will lead to a considerably more economical solution for repairing bridge decks.

Differential shrinkage is an additional loading case to be considered for a composite concrete structure such as a repaired concrete bridge deck consisting of concrete cast at two different times. Differential shrinkage is the difference between shrinkage strains of new and existing concrete. In order to estimate the residual stresses caused by differential shrinkage it is necessary to study not only concrete shrinkage but also concrete creep. Since both concrete shrinkage, concrete creep and concrete strength are dependent on time, the effects of the differential shrinkage have been studied theoretically as functions of time and compared with the test results in [7] and [8].

2. THE BOND BETWEEN OLD AND NEW CONCRETE

Briefly it can be said that the bond between old and new concrete is dependent on the strength of the old concrete, the properties of the new concrete topping, the treatment of the contact surface, how the topping is cast and the curing conditions. All of these causes are in turn dependent on a number of factors. Extensive investigations are needed to determine the influence of the numerous factors completely.

In this study different kinds of contact surfaces have been investigated. The water-jet technique has been compared with the traditional method of concrete removal by means of a pneumatic hammer and with sandblasting. The differences

between the three methods are mainly roughness differences and differences in the extent of induced microcracks.

After terminated tests pull-off tests were carried out in order to determine the tensile strength of the bond between old and new concrete. In the case of an contact surface chipped by a pneumatic hammer the mean value of the failure stress was about 1 MPa. The explanation of the rather low tensile strength is probably that the chipping induces microcracks in the residual concrete. In the cases of water-jetted or sandblasted contact surfaces the mean value of the failure stresses was more than 2 MPa. The standard deviation was less and the number of failures at the contact surface was smaller in the case of the rough water-jetted contact surface, why it can be concluded that the probability of a good bond is the greatest if the contact surface is water-jetted. On the other hand the results imply that less importance ought to be attached to the influence of the roughness on bond.

Further information about the influencing factors has been obtained from field tests. A total number of more than 150 pull-off tests on twenty bridges are reported and discussed in [8]. The obtained failure stresses varied mainly between 1 and 2 MPa, but some very low values have also been found. Two main causes have been noticed for the low pull-off strengths: (1) Loose particles and dust from the removal of deteriorated concrete had not been completely removed and (2) compacting of the concrete topping had been bad. The use of the water-jet technique leads to a very rough surface. Consequently, the compacting is particularly important in order to prevent the creation of air pockets in the surface depressions.

The shear strength of the bond between the old and new concrete is often more interesting than the tensile strength. In order to determine the shear strength, a number of cylinder cores were drilled out of the concrete slabs. The cylinders were loaded to failure by a torsional moment. The obtained failure stresses were about 4 MPa. If similar results can be obtained in field it ought to be possible to permit shear stresses between old and new concrete in a repaired concrete bridge deck equal to the current design concrete tensile strength. Some preliminary results from field tests show failure stresses varying between 3 and 4 MPa.

3. EFFECTS OF THE DIFFERENTIAL SHRINKAGE ON COMPOSITE CONCRETE STRUCTURES

3.1 Tests on beams

Four composite concrete beams of different length were tested. The two longest beams (6 and 8 m) were supported on air-bags and the other two (1.1 and 2.1 m) were simply supported on three rigid supports.

A repaired concrete bridge deck was simulated as follows. The top surfaces of the four beams, all more than two years old, were chipped by a pneumatic hammer resulting in rough surfaces on which the concrete toppings were cast. The ratio between the depth of the topping and the total depth of the beam was in all cases 2/7 and the total depth was 0.35 m. The tests were carried out outdoors in a tent between September 1983 and November 1984. [7] deals with the test results in detail. The most important results were that no failures occurred at the



contact surfaces and that no cracks could be seen on the test beams.

3.2 Tests on slabs

The tests consisted of five composite concrete slabs. The lower parts of the composite slabs were cast followed seven months later by the concrete toppings. The ratio between the thickness of the topping and the total thickness of the slab was in all cases one third and the total thickness was 0.15 m. The square slabs were free at the edges and simply supported at the corners. The side length was 2 m. Two slabs had water-jetted contact surfaces, two had contact surfaces chipped by a pneumatic hammer and one had a sandblasted contact surface. The tests were carried out indoors between November 1985 and May 1986. Detailed test results are reported in [8]. Nor in these tests did differential shrinkage cause any visible cracks.

3.3 Strains and deflections

Since no visible cracks occurred in the tests, un-cracked state has been considered. The tests show that strains and deflections due to differential shrinkage of a composite concrete slab or beam can be predicted by assuming perfect bond between old and new concrete, a linear relationship between stress and strain, a constant rectangular distribution of differential shrinkage. Furthermore, concrete creep has to be taken into account.

Since concrete shrinkage is strongly dependent on the water cement ratio and the cement content, the agreement between tests and theory is best if measured free shrinkage is used as input instead of any empirical shrinkage function - like CEB [2] and [3] - which neglects these dependences. If the differential shrinkage is based on the free shrinkage of reference prisms the influence of member size on shrinkage has to be taken into account.

According to the tests on slabs the discrepancy between tests and theory is about 20 per cent. Since the agreement is fairly good, the theoretical model has also been used in order to estimate normal stresses.

3.4 Normal stresses

To explain the observed absence of cracks the concrete creep has to be considered. An accurate calculation demands that the time is divided in time steps. At every time step the existing stresses are compared with the available strength. Such a calculation with creep and shrinkage according to CEB [3] shows that the greatest tensile stress is lower than the tensile strength of the concrete topping. If the creep on the other hand is neglected the calculated stress will be about three times greater. Similar results have also been obtained using creep and shrinkage based on experimental data.

The risk of cracks caused by the differential shrinkage is reduced if the concrete structure is kept wet after casting of the concrete topping. The wetting will reduce the shrinkage and the maximum stress will occur at a later time when the concrete strength will be higher. A calculation with creep and shrinkage according to CEB shows that seven days of wetting will reduce the ratio between maximum stress and strength with 30 per cent.

3.5 Shear stresses

In FIP [4] a method is given estimating shear stresses. The method is based on results from Jonasson [5]. The resultant of the normal stresses on one side of the interface leads to shear stresses, concentrated to the ends of the beam. A triangular shear distribution is assumed. The distribution has its maximum value at the end and zero at a distance of three times the thickness of the new concrete topping. The method can in principle also be applied to slabs, which has been done in [8].

Calculations of maximum shear stresses at the contact surface of the test beams [7] show - for both studied theories - that they are much less than the tensile concrete strength. Their effects on the principal stresses have been estimated at 10 per cent and thus they can be neglected in practice. Estimates for the test slabs have given similar results [8].

4. LOAD-BEARING CAPACITY AND DEFLECTIONS OF COMPOSITE CONCRETE STRUCTURES

4.1 Load-bearing capacity of beams and slabs

In a primary investigation at the Department of Structural Mechanics and Engineering composite concrete beams of old and new concrete were simply supported and subsequently loaded to failure by a central single load. Composite beams with a chipped, rough contact surface reached as high ultimate loads as homogeneous beams. *Silfwerbrand* [6] has reported the test results.

The load-bearing capacity of the test slabs described in section 3.2 has been investigated as well. The slabs were free at the edges and simply supported at the corners. The five composite concrete slabs and two homogeneous reference slabs were loaded subsequently to failure by a central single load. The slabs contained only bottom reinforcement.

The measured ultimate loads of the composite slabs were as high as the ultimate loads of the homogeneous slabs. This statement is even valid for the composite slab with a sandblasted contact surface. All the slabs showed similar yield line patterns. The measured yield loads were 15 to 25 per cent higher than the corresponding calculated load.

4.2 Deflection

Mid-span deflection was measured in all tests. All data show similar relationships between load and deflection. The measured values correspond fairly well to the theoretically determined ones which was expected but nevertheless had to be confirmed before application in practice.

5. FATIGUE TESTS

The number of vehicles passing a bridge during its lifetime often exceeds one million and sometimes even ten and one hundred millions. Hence it follows that it is important to consider fatigue. At the primary investigation at the Department of Structural Mechanics and Engineering [6] fatigue tests on beams were carried out. According to the test results there is no evidence that a



properly cast composite concrete structure with a rough contact surface has less resistance to fatigue than a homogeneous one. The number of tests was, however, small.

ACKNOWLEDGEMENTS

The tests described in this thesis were carried out at the Department of Structural Mechanics and Engineering at the Royal Institute of Technology in Stockholm in co-operation with the Swedish National Road Administration and the Stockholm City Streets and Traffic Administration. The research programme was initiated by professor *H. Ingvarsson* at the Swedish National Road Administration. The author wishes to express his thanks to his teacher professor *S. Sahlin* for his valuable guidance and to the laboratory staff under the supervision of *K. Lindgren*.

REFERENCES

1. BBK 79, Bestämmelser för betongkonstruktioner. (Swedish regulations of concrete structures). Statens betongkommitté. (The National Swedish Committee on Concrete). Svensk Byggtjänst, Stockholm, 1979.
2. Comité Euro-International du Béton (CEB). (1978) Model Code for Concrete Structures.
3. Comité Euro-International du Béton (CEB). (1984) Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete.
4. FIP Commission on Prefabrication, Guide to Good Practice. (1982) Shear at the Interface of Precast and In Situ Concrete. FIP/9/6.
5. JONASSON, J.E., Datorprogram för icke-linjära beräkningar i betong med hänsyn till svinn, krypning och temperatur. (Computer programs for non-linear analyses of concrete in view of shrinkage, creep and temperature). Publication No. 7:77, Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1977.
6. SILFWERBRAND, J., Samverkan mellan delvis nedbilad betongplatta och pågjutning. Balkförsök. (Bond between a partly chipped concrete bridge deck and a new concrete topping. Tests on beams.) Bulletin No. 142, Department of Structural Mechanics and Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1984.
7. SILFWERBRAND, J., Differensskrympning i samverkanbalkar av gammal och pågjuten betong. (Differential shrinkage in composite concrete beams of old concrete and a new concrete topping.) Bulletin No. 144, Department of Structural Mechanics and Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1986.
8. SILFWERBRAND, J., Effekter av differensskrympning, krypning och fogytans egenskaper på bärförmågan hos samverkanplattor av gammal och pågjuten betong. (Effects of differential shrinkage, creep and properties of the contact surface on the strength of composite concrete slabs of old and new concrete.) Bulletin No. 147, Department of Structural Mechanics and Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1987.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Leere Seite
Blank page
Page vide