

Posters

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **55 (1987)**

PDF erstellt am: **02.07.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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



Posters

Leere Seite
Blank page
Page vide

Schalunstechnologie und Schalungsmanagement

Technologie et organisation des coffrages

Formwork Technology and Management

Hugo MATHIS

R S B Rund - Stahl - Bau - GesmbH
A - 6900 Bregenz, Austria

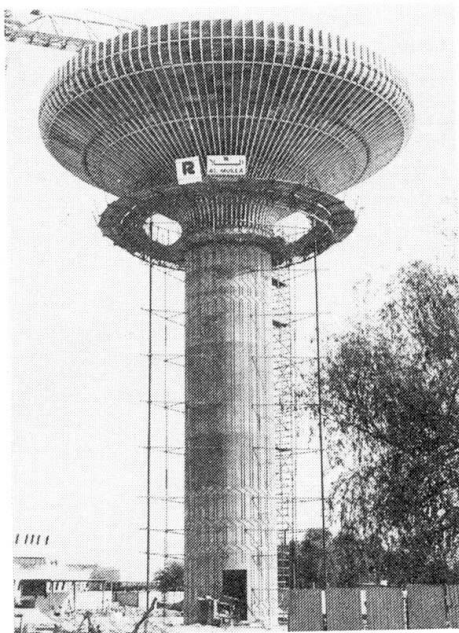


Fig. 1 Formworksystem for Water Tower

1. Einleitung:

Die heutige Schalungstechnologie baut auf folgenden 4 Elementen auf:

- Hauptlasttrag-Einrichtung mit Durchbindung oder Abstützung auf den Boden
- Verteilungsträger
- Schalhaut
- Arbeits- und Bedienungsgerüstungen

Je universeller ein Schalsystem ist, desto mehr Kompromisse müssen bei der Anwendung eingegangen werden. Es haben sich einige Schalungstechnologien entwickelt, die alle 4 Grundelemente in sich vereinen.

Neben den Gleitschalungssystemen (vertikal und horizontal) sei hier auf Rundschalungssysteme für einfach und doppelt gekrümmte Betonbauwerke hingewiesen.

Alle rotationssymmetrischen Bauwerke haben den Vorteil, daß Horizontalschnitte kreisförmig sind. Deshalb können Schalungsdrücke durch Zug- und Druckringe abgefangen werden und ein Durchbinden der Schalung durch den Beton entfällt.

Aus der Kombination dieser Elemente ergeben sich die verschiedenartigsten Bauwerke, wie Reservoire, Wassertürme, Faultürme, Silos, Schächte, etc.

2. Wirtschaftlichkeit und Qualität:

Die Überlegung, wie bei der Gleitschalungstechnologie komplette Rundschalungs-Technologien einschließlich Engineering, Gerüstung, Schalungsmaterial und Know-How bis hin zur fixfertigen Herstellung als Subunternehmerleistung anzubieten, gilt auch für Rundschalungen. Der Bauunternehmer hat eine wirtschaftlich und qualitativ hoch-



wertige Lösung und eine organisatorisch einfach zu handhabende Bauauswertung.

3. Optimierung durch Schalungsmanagement:

Die Optimierung besteht in der Kombination von den verschiedenen Schalungstechniken (Kletterschalung, Gleitschalung, Rundschalung, Sonderschalung). Um jedoch die technischen Vorteile auch als wirtschaftliche Vorteile wahrnehmen zu können, bedarf es einer umfangreichen Vorbereitung und einer optimalen Ablaufplanung. Bleibt dieses Schalungsmanagement in der Hand eines starken Schalungsspezialisten, so liegen in der technischen und zeitlichen Koordination die größten Vorteile.

Einige typische Beispiele für solche Bauwerke sind Wassertürme, Silobauwerke, Faultürme, Fernmeldetürme, Kraftwerke, etc.

4. Ausblick:

Arbeitsteilung und Rationalisierungsdruck führen auch im Bauge-

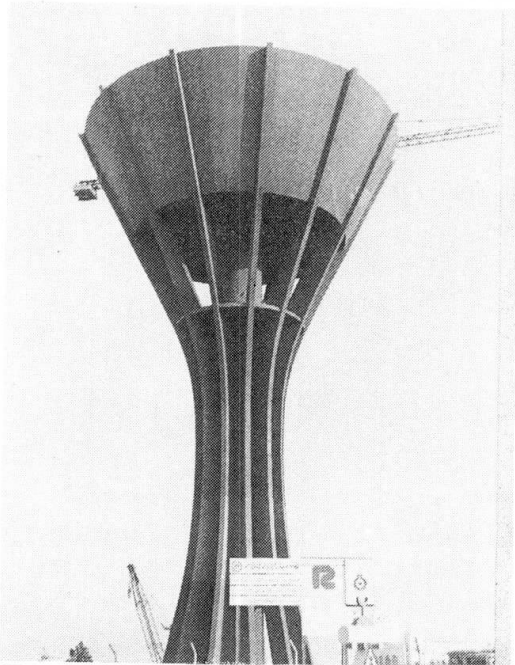


Fig. 2 Water Tower executed by using slipform and special formwork systems.

werke zu einer immer stärkeren Aufsplitterung der Gewerke. Was früher die Domäne der Bauaufsplitterung war, ist jetzt auf eine Vielzahl von Spezialunternehmen zergliedert worden, wie z.B.: Fundierungsarbeiten, Bergarbeiten, Betonherstellung, Eisenlegearbeiten, etc.

Diese Verselbständigung der Schalungsarbeiten, gepaart mit den immer höheren Ansprüchen an Qualität und Wirtschaftlichkeit, führt insbesondere im Bereich von Sonderbauten dazu, daß Schalungsengineering und Schalungsmanagement in größerem Umfang erforderlich sein wird.

Die Gesamttendenz zeigt, daß auf der einen Seite die Bauunternehmer zu Gesamtbau-Management-Unternehmen werden, die eine Vielzahl von Sub-Unternehmen koordinieren müssen. Eine Zwischenstufe in dieser Organisations-

hierarchie nimmt das Schalungsmanagement ein. Im Grunde genommen ist diese Entwicklung eine verspätete Angleichung der Bauindustrie an die anderen Industriearten, die diese Aufgabenteilung und Aufgabenorganisation schon seit geraumer Zeit durchgeführt und perfektioniert haben (z.B. Autobranche, etc.).

Es zeigt sich, daß die Zusammenführung von konventionellen und Spezialtechniken ein Schalungsmanagement benötigen. Dieses Know-How und Engineering Gebiet steht erst am Anfang der Entwicklung und muß nicht nur auf der praktischen, sondern auch auf der theoretischen Seite noch intensiv ausgebaut werden.

Terrassierte und ausladende Gebäude

Construction en terrasse et en surplomb

Overhanging and terrace construction

Franz SIMONS

Dr. - Ing.

Düren, Fed. Rep. of Germany

Bei diesen in der Schottwandbauart zu errichtenden Gebäuden liegen die zwei- oder vierseitig gelagerten Stahlbetonhohlplatten mit einer Plattendicke von 30 bis 50 cm in ihrer Haupttragrichtung auf den im Abstand von 7 bis 14m befindlichen Stahlbetonschottwänden auf. In ihnen sind Installationsleitungen und Tragbalken deckengleich zu verlegen. Auch erhalten sie bei einer normalen Belastung nur eine geringe Durchbiegung, sodaß die Geschoßräume mit versetzbaren Trennwänden variabel zu gestalten sind. Ihre Tragfähigkeit ist bei einer entsprechenden Bemessung so groß, daß sie die Belastung eines Gründaches übernehmen können.

Zur Aufnahme von einwirkenden Horizontalkräften sind innerhalb der Stahlbetonschottwände durch Einlegen von Bewehrungskörben wandgleiche, stabile Traggerüste auszubilden. Damit ist es auch möglich, große Wanddurchbrüche herzustellen, sodaß hintereinanderliegende Räume zu Großräumen zu vereinen sind.

Hochbauten mit Terrassen bieten in gemäßigten Klimazonen als bepflanzte Freiräume den Bewohnern eine hohe Lebensqualität. Sie haben auch wirtschaftliche Vorteile, da Ausbau- und Reparaturarbeiten ohne große Arbeitsgerüste durchzuführen sind. Dazu sind die Terrassen Fluchtplätze bei einem Feuersausbruch. Sie sind zu Wintergärten oder Gewächshäusern auszubauen, womit anliegende Wohnräume akustische und thermische Pufferzonen erhalten. Den seitlichen Sichtschutz übernehmen die vorgezogenen Schottwände und Einblicke von oben verhindern breite Brüstungshohlbalcken.

Wie bei dem in Fig. 1 gezeigtem Terrassenverlauf mit geradlinigem Aufbau sind in den oberen Geschoßräumen familiengerechte Wohnungen einzurichten. Durch Vorziehen der Decke über dem Erdgeschoß entstehen am 1.O.G. großflächige Terrassen, die für Gemeinschaftseinrichtungen, wie Kindergärten,

Krankenpflegestationen, Aufenthaltsräume für Senioren, aber auch für Restaurants oder Cafés zu verwenden sind. In den weitläufigen Erdgeschoss sind Dienstleistungsbetriebe, Geschäfte und Fahrzeuge unterzubringen.

Einseitig terrassierte Bauten sind mit ihrer breiten Basis geeignet, seitlich einwirkende Horizontalkräfte aufzunehmen. Werden sie als Stützbauten vor einem Berghang errichtet, sind sie in der Lage, die durch eine hohe Hinterfüllung rückwärts auftretenden Erddruckkräfte abzu-

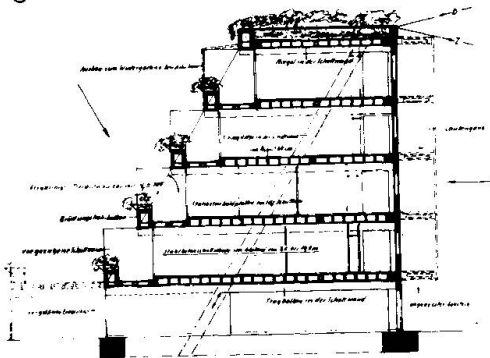


Fig. 1 Einseitiges Terrassenhaus.

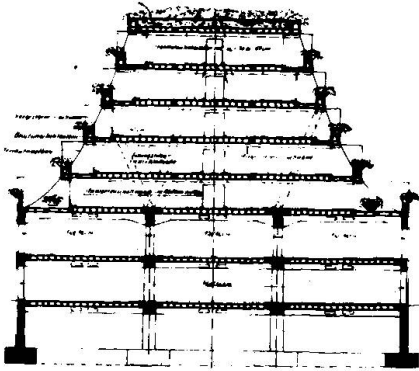


Fig. 2 Terrassenaufbau über steilwandigem Gebäude.

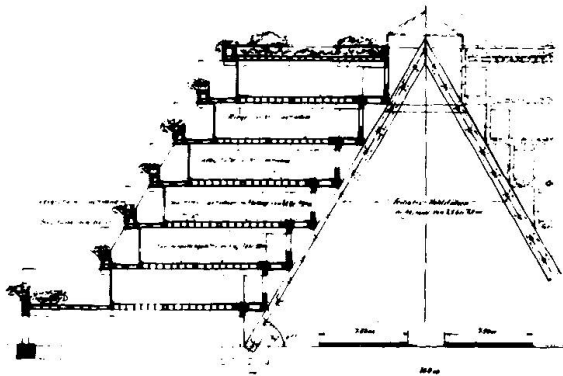


Fig. 3 Stützkonstruktion für Terrassenbauwerke.

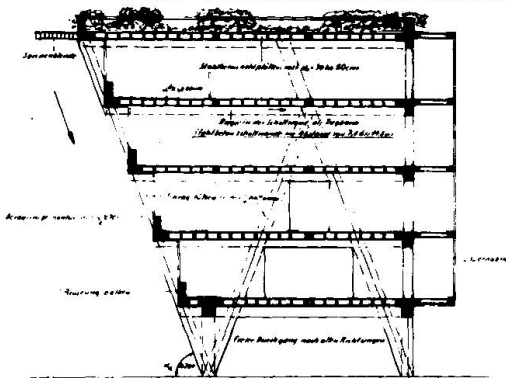


Fig. 4 Einseitig ausladendes Gebäude.

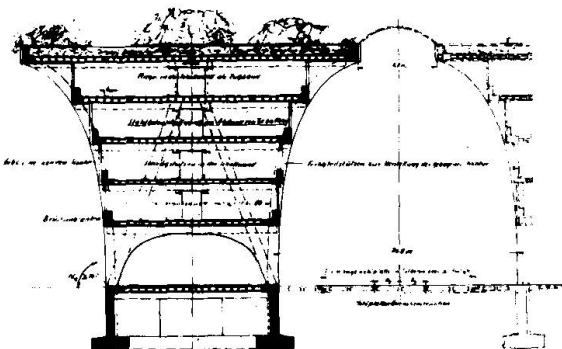


Fig. 5 Beidseitig ausladendes Gebäude.

fangen, sodaß ein oberes Terrain an der Hangseite zu gewinnen ist. Werden einseitige Terrassenbauten mit ihrer Rückfront parallel zueinander gestellt, sind sie als Stützkonstruktionen für große Zwischenhallen mit gewölbten oder seilverspannten Dachkonstruktionen einzusetzen, wobei in den großräumigen Erdgeschossen der Stützbauten die betrieblichen Nebeneinrichtungen einzubringen sind.

Beidseitige Terrassenaufbauten mit konkavem Terrassenaufbau (Fig. 2) über mehrgeschossigen, steilwandigen Gebäuden sind herausgehoben aus der städtischen Verkehrsebene.

Die rückwärtige Abstützung von terrassierten Bauten kann nicht nur an einem Berghang erfolgen. Mit einer aus Fertigteilen zu montierenden Stützkonstruktion sind ein- oder beidseitige Terrassenbauwerke (Fig. 3) auch abzustützen, wobei eine innere Halle entsteht, die für viele Zwecke zu nutzen ist. Auf diese Weise ist auch die Überbauung einer Verkehrsstraße durchzuführen, bei der die Wohnanlage zugleich den Lärmschutz für die städtische Umgebung übernimmt.

Bei Hochbauten mit ausladender Gebäudefront erhalten die oberen Geschosse größere Räume als die untenliegenden. Dabei entstehen großflächige Dachplateaus, die mit einer Bepflanzung zu Erholungsstätten auszubauen sind. In gemäßigten Klimazonen ist das Bauwerksinnere im Sommer bei hochstehender Sonne vor der Sonneneinstrahlung geschützt. Bei flachstehender Sonne vermögen die Sonnenstrahlen in das Gebäude einzudringen und die Räume zu erwärmen, wobei die Wärmespeicherfähigkeit der Tragplatten für den Wärmehaushalt zu verwerten ist. In Klimabereichen mit starker Sonneneinwirkung sind ausladende Bauten den klimatischen Bedingungen wirkungsvoll anzupassen.

In Fig. 4 ist ein einseitig ausladendes Gebäude mit geradliniger Vorderfront dargestellt. Die horizontale Erschließung der Geschosbräume erfolgt hierbei durch Laubengänge an der Rückfront.

Fig. 5 zeigt ein beidseitig ausladendes Bauwerk mit konvex gebogenen Fronten. Bei parallel zueinander gestellten Gebäuden dieser Bauart entsteht eine gewölbte Zwischenhalle, für die nur eine leichte, transparente Dachkonstruktion erforderlich ist.

Energy Conserving Structures

Économie de l'Énergie dans les structures

Energieeinsparende Bauten

Mitsuaki IZUMI
 Prof. Dr
 Meijo University
 Nagoya, Japan

This paper presents energy conservation in construction from the viewpoints of economy and energy consumption subject to uncertain oil supply and price fluctuation.

1. ECONOMICAL ANALYSIS

In general, an economical analysis for public works is supplementally carried out to know the effects of investment on projects in Japan. In the analysis, the Ratio of Cost-Benefit (B/C) is generally estimated by a method in which the investment and the profit during all periods of the project are based on the prices of standard year. However, it is supposed that the rising cost of energy has an effect on the price of all goods used in the construction process, and that said effect differs according to each good's degree of dependency on energy for its production. For example, A and B projects will be investigated. In A, the initial investment is larger than in B. Also, in A, the cost of running and maintenance are smaller than those of B, but other factors are the same for the two projects. Although the project is the same, the feasibility of the project differs according to the pattern of investments and energy goods. From Fig.1, it is clear that:

- 1) Project A and B are feasible until the rising rate of energy costs at c and b, respectively.
- 2) Project B is better than A, until the rising of energy costs at a.
- 3) Project A is better than B, if the energy costs sharply escalate.

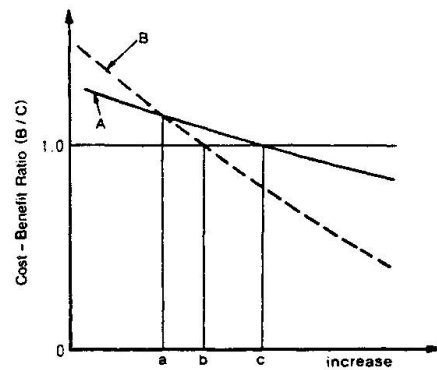
When the estimation with energy assumed to be spent on construction is carried out, it is better to estimate the recovering years of initial energy consumption (ne).

$$ne = \frac{Ce}{be - me} \quad (1)$$

where, Ce: total consumed energy quantity. be: production or conservation of energy quantity. me: running energy consumption.

The Eq(1) shows clearly that in order to raise the efficiency of the project, (ne) has to be made small. For the sake of minimizing (ne), in the Eq (1), (Ce) and (me) should be made small, and (be) should be made larger.

This process represents the energy conservation in construction.



Rising ratio of energy costs

Fig.1 Comparison of the projects with different investments



2. ENERGY CONSUMPTION IN CONSTRUCTION

The flow of consumption in construction is shown in Fig.2. In the life cycle of a constructional project, the total energy consumption (E_t) consists of:

$$E_t = E_1 + E_2 + E_3 - E_4 \quad (2)$$

where, E_1 : energy quantity consumed in construction. E_2 : energy quantity consumed in maintenance and service. E_3 : energy quantity in destruction. E_4 : energy quantity conserved by recycle of materials.

Now, we can only calculate E_1 because data are very scarce about E_2, E_3 and E_4 . However, it is quite useful to estimate the conservation of energy for construction projects using only E_1 within the limit of subsystem 2 in Fig.2.

For example, the energy consumption of construction of actual bridges was estimated using 52 bridges, and is shown in Fig.3. In Fig.3, the relation between energy consumption and span in bridge structure is shown by means of the liters of oil converted into energy consumption per bridge area in square meters. From other data, it is demonstrated that the concrete bridges and tanks use less energy in comparison to the steel and concrete ones. The following is clear:

- 1) There are considerable differences in energy consumption due to selection of structural system and material used, in the same construction project with the same profits.
- 2) It is very important to decide and check the method of conserving energy for the project, during the stage of planning and design, as well as doing an economical check of the project.

However, there is a serious problem in that energy conservation in Japan is not presently economically feasible.

3. CONCLUSIONS

There are many means of conserving energy in various branches of construction, thus it is important to collect data on the means of conserving energy. Constructional projects must be treated as a total system, and then greater energy conservation may be expected in the future.

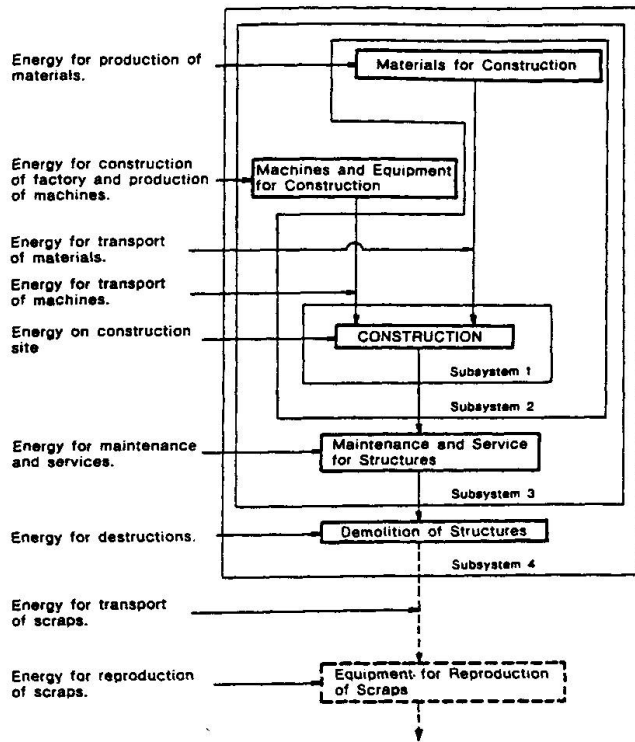


Fig.2 Flow chart of energy consumption, in construction

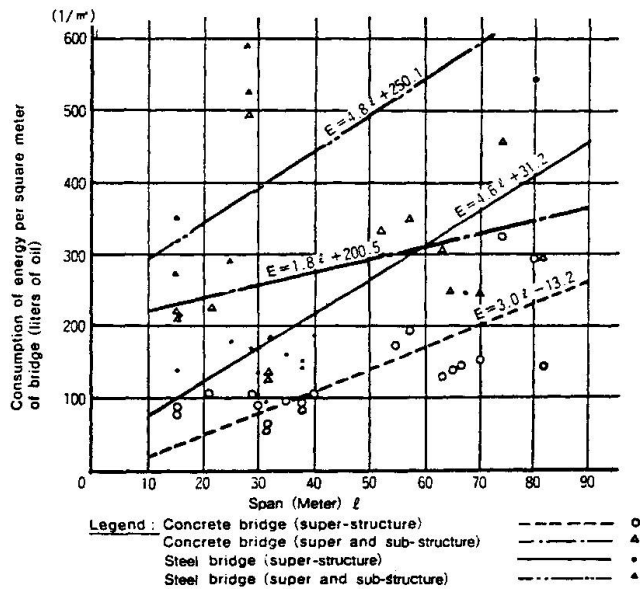


Fig.3 Relation between energy consumption and span in bridge structure.

Ponts en arc en béton armé

Concrete Arch Bridges

Bogenbrücken aus Stahlbeton

Stanko SRAM

Prof. Dr. Ing.

Zagreb, Yougoslavie

Les prévisions d'Eugène Freyssinet concernant la construction des ponts en arc de grande portée se sont réalisées. Les éléments essentiels ne sont, ni le calcul, ni la résistance du béton, mais les méthodes de réalisation. Après la construction du pont de Sandö en Suède, il s'est écoulé vingt années avant que ne soit bâti un pont d'une telle portée. Les ponts en arc tributaires de leurs échafaudages lourds et coûteux ont été concurrencés sur le plan des méthodes par d'autres types d'ouvrages.

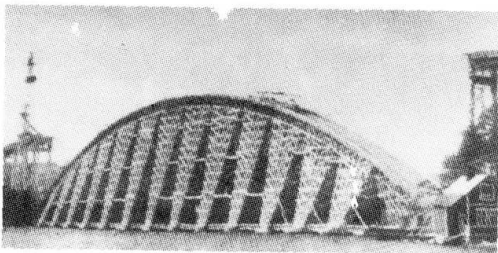


Fig. 1 Le pont Sandö en Suède

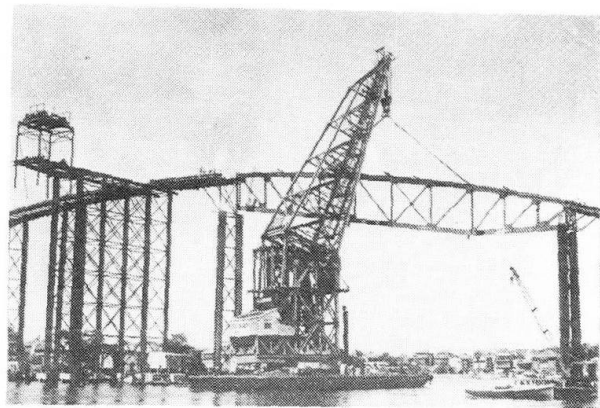


Fig. 2 Le pont de Sydney

Avec la construction des Viaducs de Caracas, E. Freyssinet a mis en relief de nouvelles idées pour la réalisation de ponts en arc. L'idée de construire les arcs en béton par encorbellements successifs à l'aide de haubans provisoires, que Freyssinet a appliqué jusqu'au quart de la portée, a été reprise et développée en Yougoslavie par I. Stojadinovic. L'arc en béton armé du pont de Sibenik, de 251 m d'ouverture, a été construit en totalité par cette méthode.

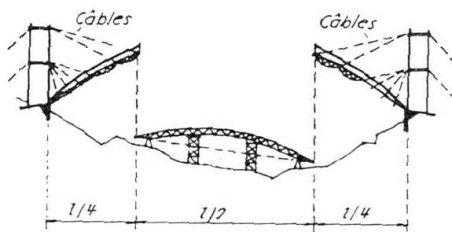


Fig. 3 Le Viaduc de Caracas

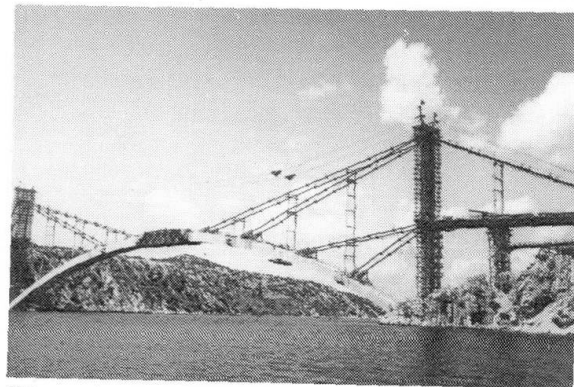


Fig. 4 Le pont de Sibenik



Sur le pont entre le continent et l'île de Pag cette nouvelle méthode de construction des arcs a été, qui plus est, développée. Au lieu d'utiliser un mât provisoire dépassant le tablier en hauteur de 30 mètres, on a mis en place à la fin de la deuxième section d'arc un mât de hauteur réduite pour incliner les haubans. La zone de clé de l'arc a été coulée transversalement en deux phases : le caisson central a été clavé en premier par vérinage, puis les caissons latéraux ont complété la section.

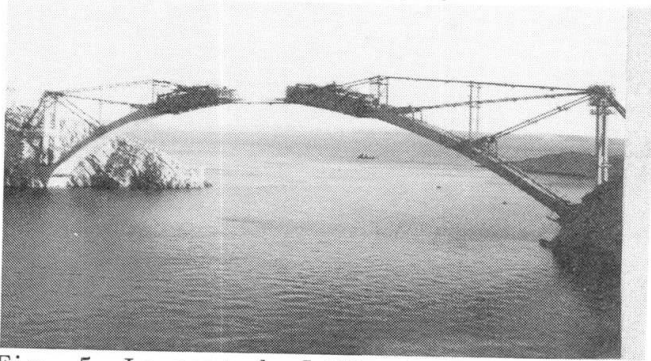


Fig. 5 Le pont de l'île de Pag

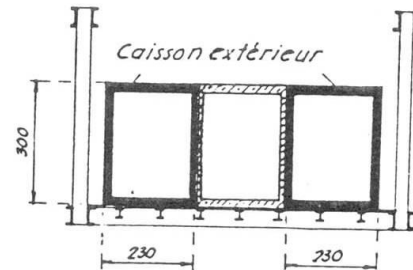


Fig. 6 Le bétonnage de l'arc

Cette idée de construire un arc en section partielle, a été généralisée pour le pont de l'île de Krk à la totalité de la voute. De plus le caisson central était constitué d'éléments préfabriqués approvisionnés par blondins. Ces innovations ont permis d'atteindre une ouverture de 390 m.

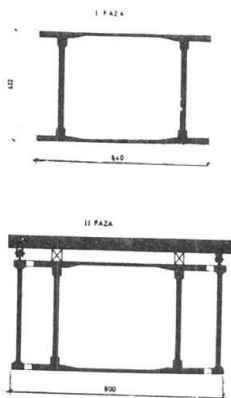


Fig. 7 La construction partielle de l'arc

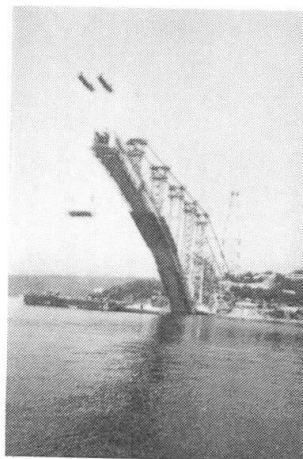


Fig. 8 Les éléments préfabriqués

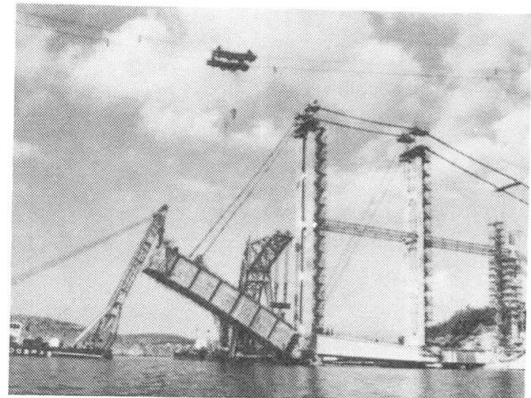


Fig. 9 Le montage d'un segment d'arc, pesant 500 tonnes

Pour le pont de Krk quelques idées nouvelles ont été mises en oeuvre qui pourraient favoriser le développement de cette méthode de construction des arcs. Le premier segment du caisson central de l'arc, long de 38 m et pesant 500 tonnes, était mis en place par deux grues flottantes. Cette technique pourrait être généralisée à l'arc entier, diminuant considérablement la durée et les coûts de construction.

Pour les grandes portées, entre 200 et 400 m, lorsque le site présente les conditions favorables aux arcs, la nouvelle méthode de construction par encorbellements successifs avec haubanage provisoire a de bonnes chances de permettre de concurrencer dans les années à venir les autres types d'ouvrages. En effet les atouts esthétiques ne seront plus compensés par un coût élevé.



Pont poussé à précontrainte mixte construit par voussoirs courts

Precast and Prestressed Segmental Bridge

Vorfabrizierte und vorgespannte Brücke in Segmentbauweise

D. BERNIER

Scetauroute (Agence du Massif Central)

J. MAURIN

G.T.M.B.T.P. (Bureau d'Études Marseille)

J.F. RAVIX

G.T.M.B.T.P. (Agence de Lyon)

1. CARACTERISTIQUES GENERALES

Ce viaduc, dont le Maître d'Ouvrage est la SAPRR, permet à l'Autoroute A.71 (Bourges-Clermont-Ferrand) de franchir la SIOULE, affluent de l'Allier à 2Km en aval d'Ebreuil.

Il est constitué par 2 tabliers jumeaux légèrement courbes en plan ($R = 4000$ m), en pente longitudinale de 0,8%, supportant chacun une chaussée autoroutière déversée à 2,5%.

Longueur de chaque tablier : 203 m.

Cinq travées de portées : 34 - 45 - 45 - 45 - 34 m.

Section transversale en caisson mono-cellulaire de hauteur constante 2,80m, à âmes inclinées avec talon en partie inférieure.

Largeur extrados : 9,85 m - Largeur utile 8,75 m - Largeur intrados: 4,00m.

2. MODE D'EXECUTION

Les tabliers sont construits sur une aire de préfabrication constituée par deux longrines de 34,50 m de longueur, fondées superficiellement sur remblai d'accès, et mis en place par poussage de tronçons de 22,50 m, soit par 1/2 travée courante, avec avant-bec métallique et sans palées provisoires à l'aide du pousseur à vérins hydrauliques conçu et fabriqué par G.T.M.B.T.P.

3. ORIGINALITES DU PROJET

3.1 Un câblage partiellement extérieur

Le tablier est précontraint longitudinalement avec un câblage mixte

- Les câbles de poussage sont tous intérieurs au béton, et logés dans les hourdis supérieur et inférieur. Leurs tracés à faibles déviations limitent les pertes par frottement. La continuité de la précontrainte de poussage est assurée sans coupleurs par croisement de câbles ancrés dans des bossages en extrémités de voussoirs, avec plaques préfabriquées en béton. La plupart de ces câbles sont définitifs: seuls les câbles ayant un effet nocif en service sont détendus après poussage constituant une précontrainte provisoire correspondant à 20% de la précontrainte de poussage.

- Les câbles ondulés de renfort mis en tension après poussage sont extérieurs au béton. Leurs tracés reconstituent un véritable haubanage intérieur, dont les déviateurs sont situés dans les bossages supérieurs des voussoirs sur piles et dans les bossages inférieurs servant à l'ancrage des câbles de poussage.



Les unités 7 T 15,7 (SEEE FUC 7-620) relativement faibles permettent :

- de loger librement les câbles intérieurs dans des hourdis moins épais.
- de réduire les efforts locaux de déviation, et de supprimer les diaphragmes déviateurs souvent rencontrés en câblage extérieur et délicats à réaliser.

La précontrainte extérieure a permis de réduire l'épaisseur des âmes à 30cm en travée et à 35 cm de part et d'autre des appuis intermédiaires.

3.2 Préfabrication en voussoirs courts et outil coffrant

Chaque tablier est réalisé par voussoirs de 5,625 m, bétonnés en une seule phase, donc sans reprise dans les âmes, ce qui procure un gain important en aciers passifs.

La position constante en extrémité de voussoirs et les formes répétitives des bossages (qui peuvent être modifiés ou supprimés à l'aide de fourrures), permettent la réutilisation intensive et donc la rentabilisation d'un outil coffrant métallique conçu comme une cellule de voussoir préfabriqué.

La cadence de production est un voussoir par jour et un tronçon de 4 voussoirs (une demi-travée) en 5 jours ouvrables, compte tenu des mises en tension des câbles et des opérations de poussage.

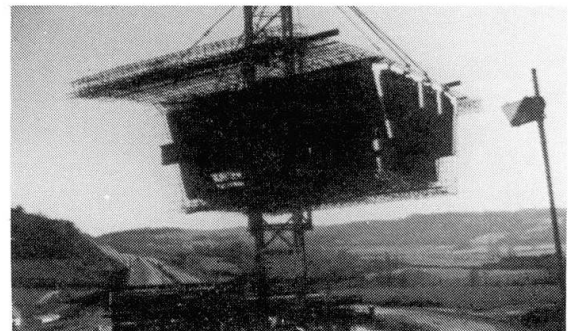
Ce mode de réalisation permet de bénéficier des avantages de la technique des voussoirs préfabriqués sans en avoir les inconvénients (continuité des armatures passives).

4. QUANTITES ET RATIOS

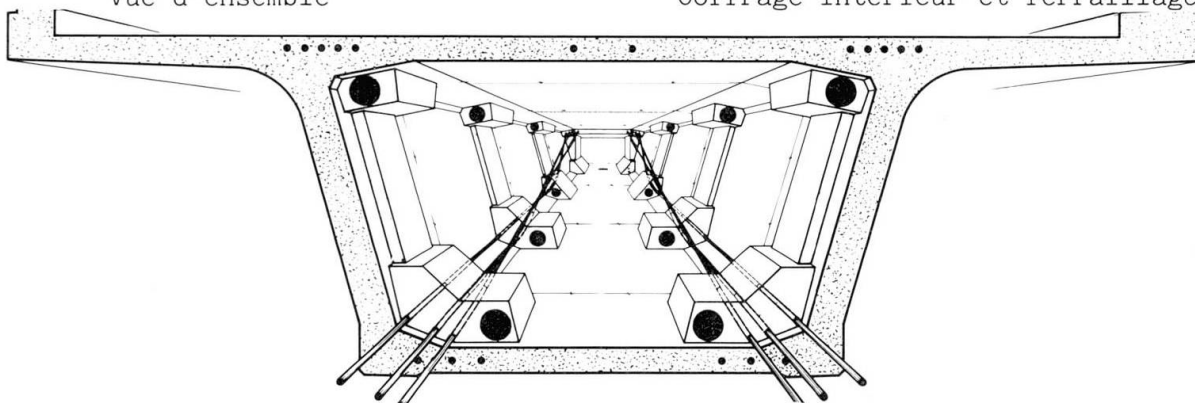
Surface totale	= 4.027 m ² (pour 2 tabliers et 72 voussoirs)
Béton E400	= 2.170 m ³ (épaisseur moyenne = 0,539 m)
Aciers passifs	= 299.000 kg (137,8 kg/m ³ et 74,3 kg/m ²)
Précontrainte	: - provisoire : 13.670 Kg (6,30 kg/m ³ et 3,40 kg/m ²)
	- définitive : 72.980 Kg (33,63 kg/m ³ et 18,13 kg/m ²)



Vue d'ensemble



Coffrage intérieur et ferrailage



Vue perspective intérieure



Viaduc Ayer Rajah Expressway à Singapour

Ayer Rajah Expressway Viaduct in Singapore

Ayer Rajah Expressway Viadukt in Singapur

Francine SCHNEIDER
Ingénieur INSA
Bureau d'Études G.T.M.B.T.P.
Nanterre, France

Pierre LE GALL
Directeur
GTM International
Nanterre, France

1. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES

C'est un viaduc en site urbain de 2116 m de long, construit par l'association GTM COIGNET pour le Public Works Department à Singapour.

Il est constitué par 2 tabliers principaux séparés, 2 bretelles d'accès et sortie et une structure d'approche traditionnelle.

Le viaduc est implanté dans l'axe de Keppel Road, voie urbaine très fréquentée dont il constitue un doublement à niveau décalé.

Structure des tabliers : poutres précontraintes préfabriquées (4 poutres pour les tabliers principaux - 3 poutres pour les bretelles).

Les tabliers principaux comportent : 60 travées de portées 31,6 m à 35,0 m, attelées longitudinalement par le hourdis supérieur par groupes de 5. La largeur hors tout est de 27,3 m et la hauteur des poutres varie de 2,15 m à 2,72 m.

Les bretelles comportent 5 et 6 travées de 26 à 35 m sans joint intermédiaire. Leur largeur hors tout est de 7,6 m et la hauteur des poutres est de 2,55 m et 2,65 m.

Les piles en Y reposent sur 4 pieux forés \varnothing 1400 et sont solidarisées en tête par un chevêtre en forme de T renversé.

Les piles sont en béton armé, les chevêtres en béton précontraint.

2. METHODES D'EXECUTION

Piles et chevêtres sont coulés en place.

Les poutres sont construites sur une aire de préfabrication, transportées sur le site et mises en place de nuit par un engin spécialement conçu à cet effet.

Un hourdis de liaison entre poutres et des parapets en béton sont ensuite coulés en place.

La précision exigée pour le niveau brut de la dalle est rigoureuse compte tenu de la minceur du revêtement (5 cm).

3. ORIGINALITES DU PROJET

3.1 Conception des ouvrages

- Hauteur et disposition transversale des poutres choisies de manière à améliorer le confort visuel et l'esthétique (intrados relevé sur les bords).

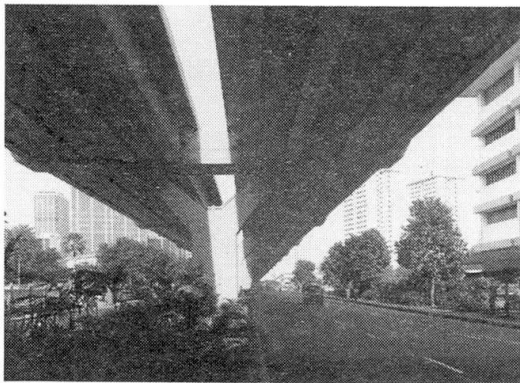


Fig. 1 Vue de l'intrados de l'ouvrage

3.2 Méthode d'exécution

La méthode choisie a permis d'apporter un minimum de gêne à la circulation pendant les travaux tout en optimisant le prix de revient (économie de 10 % environ sur le budget prévu par le PWD) et en livrant l'ouvrage avec 3 mois d'avance sur le planning initial.

3.2.1 Préfabrication

Les poutres et les Soffit Slabs sont préfabriquées et stockées sur une aire de 35 000 m². Les poutres sont exécutées dans 4 moules suffisamment élaborés pour permettre des inclinaisons variables des talons et des âmes.

Les manutentions des poutres sont effectuées au moyen d'une grue Manitowoc 4100 avec "ringer", les autres manutentions avec une grue à tour de 100 tm.

3.2.2 Travaux in situ

- Exécution de l'ensemble des piles au moyen d'un coffrage de fût et 2 coffrages en V.
- Pour les chevêtres 3 coffrages sophistiqués ont été nécessaires, la mise en place de leurs éléments se faisant de nuit pour éviter les perturbations du trafic.
- Pour les piles et chevêtres le bétonnage a été fait surtout à la pompe
- La mise en place des poutres s'est faite par un engin de levage auto-déplaçable de capacité 150 T, reposant en tête des piles. Les poutres transportées par la route ont été prises par l'engin au droit de chaque travée et à l'extérieur du tablier, et mises en place par déplacement latéral de l'engin. Le temps moyen de mise en place d'une poutre a été de 30 mn.
- Le même engin a été utilisé pour la mise en place des Soffit Slabs.

4. QUELQUES CHIFFRES

- Surface de tablier	50 000 m ²
- Béton (hors pieux)	48 500 m ³
- Aciers (hors pieux)	5 500 T
- Précontrainte	850 T
- Nombre de poutres	509 U
- Poids maxi d'une poutre	130 T



Fig. 2 Vue générale de l'ouvrage

- Inscription du chevêtre en T renversé dans l'épaisseur du tablier.
- Mise en place de dalles ("Soffit Slabs") reposant sur les talons inférieurs des poutres. Elles donnent à l'intrados une apparence continue et jouent un rôle efficace de protection pendant les travaux.
- Utilisation d'un outil informatique spécifique, permettant une définition précise de la géométrie et du ferrailage de chaque poutre, et d'obtenir sur le chantier la précision exigée pour le niveau des poutres et dalles.

Pont Rail sur l'Oued El Ghezal (Algérie)

Railway Bridge across the Oued El Ghezal (Algeria)

Eisenbahnbrücke über den Oued El Ghezal (Algerien)

Marc BIGUENET

Dir. Bureau d'Études Bouygues
Bouygues
Clamart, France

Hervé LACOMBE

Chef Serv. Bureau d'Études Bouygues
Bouygues
Clamart, France

LA LIAISON FERROVIAIRE JIJEL-RAMDANE DJAMEL (ALGERIE)

Le 16 juin 1983, la Société Nationale des Transports Ferroviaires a signé avec la société Bouygues le contrat pour la réalisation clés en main de la ligne ferroviaire qui reliera Jijel à Ramdane-Djamel. Cette ligne nouvelle de 137 km sera destinée au transport des voyageurs et des marchandises.

CONSISTANCE DES TRAVAUX

La ligne ferroviaire traverse les régions très montagneuses des hauts-plateaux et nécessite ainsi d'importants travaux de terrassement (18 millions de m³) et de nombreux ouvrages (8 tunnels et 72 ponts). Ces ouvrages sont réalisés dans une zone de terrain particulièrement peu stable.

L'ouvrage d'art principal traverse la vallée profonde de l'oued El Ghezal sur une longueur de 490m.

LE PONT RAIL SUR L'OUED EL GHEZAL (WILAYA DE SKIKDA)



L'ouvrage comporte 10 travées (45 m + 8 x 50 m + 45 m) représentant une surface de tablier de 5341 m². Sa pente longitudinale est de 1.6 %.

Les fûts de pile ont une forme en H et une hauteur maximale de 55 m.

Les piles latérales sont fondées superficiellement. Les 4 piles centrales sont fondées sur 16 pieux Φ 1000 de longueur maximale 16 m.

La section transversale du tablier est constituée d'un caisson mono-cellulaire de 10.80 m de largeur et de 4.00 m de hauteur.



4.0 LA METHODE D'EXECUTION DU TABLIER

L'ouvrage est mis en place suivant la méthode de poussage à partir de la culée amont.



De façon à diminuer l'effort de poussage, l'ouvrage est mis en place "en descendant".

L'avant bec a une longueur de 37 m.

Le tablier est poussé par longueur de 25 m.

Il fait partie des ouvrages ferroviaires en béton précontraint les plus longs mis en place par poussage.

5.0 LE PRINCIPE DE CABLAGE LONGITUDINAL

La précontrainte se compose d'unités 12T15 classe III TBR.

Le cablage longitudinal du tablier est constitué d'une précontrainte intérieure (12 cables supérieurs et 8 cables inférieurs) mise en oeuvre pendant le poussage et complétée par une précontrainte extérieure (10 cables de continuité).

6.0 LES DISPOSITIFS ANTI-SISMIQUES

L'ouvrage est capable de reprendre un seisme de 0.25 g.

La culée amont et toutes les piles sont équipées d'appuis glissant.

Les efforts transversaux sont repris sur chaque pile par des butées latérales permettant la libre dilatation du tablier.

Les efforts longitudinaux sont repris par la culée aval grâce à une attache par cable de précontrainte et buton en béton situés dans le prolongement du hourdis inférieur.

7.0 LES INTERVENANTS

Maitre d'Ouvrage	S.N.T.F. (Algérie)
Ingénieur Conseil	Transurb Consult (Belgique)
Entreprise	Société Bouygues (France)
Bureau d'études	Société Bouygues (France)

Complexe autoroutier d'Adhamiyah

Adhamiyah motorway works

Autobahn komplex in Adhamiyah

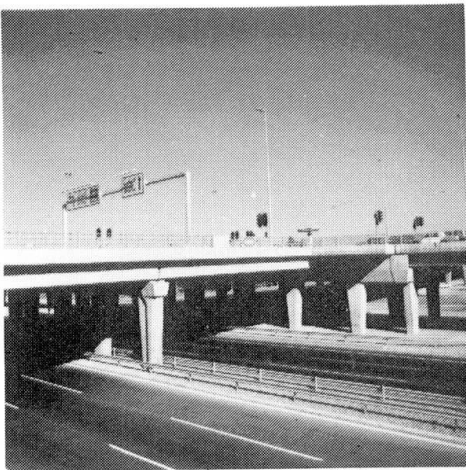
J. BOUDOT

Bouygues - B.E.T.P.
Clamart, France

1.0 INTRODUCTION

Fin novembre 86 l'Entreprise BOUYGUES a livré le complexe autoroutier d'Adhamiyah, situé au nord de Bagdad et ceci dans les délais prévus.

2.0 CONSISTANCE DES TRAVAUX



Les travaux ont consisté en la réalisation d'une section d'autoroute à 6 voies de 1 850 m de longueur, d'un viaduc de franchissement de 1 275 m et de 6 viaducs d'accès (1 115 ml).

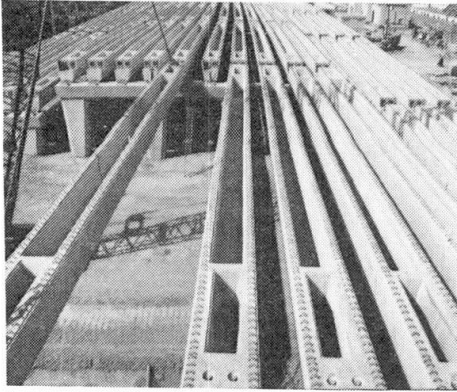
Le marché comportait également la construction d'un ouvrage métallique à 3 travées de 42 m de portée et l'exécution des réseaux d'assainissement et d'alimentation électrique.

3.0 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

Le viaduc est constitué de 2 ouvrages séparés, chaque ouvrage comportant une succession de travées de 30 m.

Les appuis, constitués de chevêtres et piles en béton armé sont fondés sur des pieux de 1,25 m de diamètre. La longueur des pieux varie de 20 à 30 m. Ils sont ancrés dans une couche de sable faiblement argileux.

Un tablier élémentaire est constitué de poutres en U, précontraintes, reliées par un hourdis béton armé d'épaisseur 20 cm. Les travées sont attelées par le hourdis formant des structures continues à 3 travées.



Les tabliers sont de largeur variable à poutres rayonnantes. A chaque extrémité de travée une entretoise en béton armé est réalisée pour rigidifier transversalement le tablier.

4.0 DIFFICULTES TECHNIQUES RENCONTREES :

- la présence dans le sous sol de Bagdad de réseaux de collecteurs d'eau non identifiés dans le dossier d'Appel d'offres, a amené à modifier la structure des fondations de certaines palées au fur et à mesure de la découverte de ces réseaux.
- Quelques ouvrages en béton armé ont été réalisés à 4 m sous la nappe phréatique
- la géométrie complexe des poutres précontraintes liée à une forte densité d'armatures ont nécessité des études approfondies pour le façonnage et la mise place des cages d'armatures. Ces études ont permis une mise en cadence rapide (4 poutres préfabriquées par jour).

5.0 QUELQUES CHIFFRES

Personnel chantier : 40 expatriés encadrant un effectif de 700 personnes.

- délai 24 mois
- 30 000 m² de tablier
- cadence de pose des poutres : 30 par semaine

6.0 LES INTERVENANTS



Auteur du projet de base : Maunsell consultants LTD LONDON

Client : State Organisation for Roads and Bridges (SORB)

Contrôleur : General Establishment for Bridge Execution (GEBE)

Traversée sous fluviale de la Marne à Nogent

Marne under-river crossing at Nogent

Autobahn unterführung unter dem Fluss Marne bei Nogent

N. GOULESCO
Bouygues - B.E.T.P.
Clamart, France

1.0 SITUATION DE L'OUVRAGE

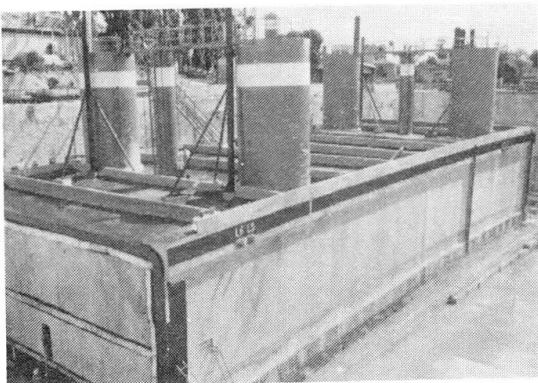


Tronçon de l'autoroute A86 situé entre le bas du Boulevard Albert 1er à Nogent et les trémies de raccordement existantes sur la rive gauche, en bordure de l'autoroute de l'Est A4.

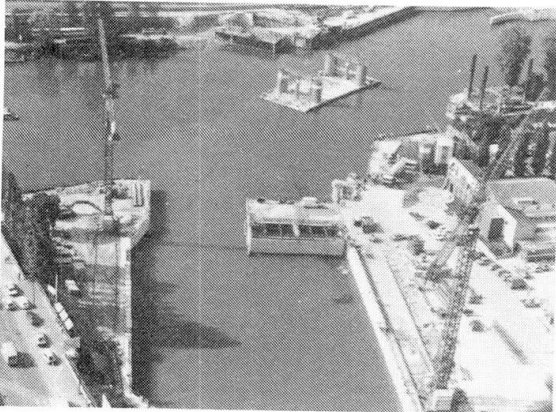
2.0 DESCRIPTION GENERALE

L'ouvrage comporte 2 chaussées, voie Est et voie Ouest placées à l'intérieur de 2 ouvrages, la section transversale de chacune des 2 chaussées présente une largeur minimale de 12 m pour un gabarit de 5,35 m. Une usine de ventilation surmonte le 2 voies au droit des ouvrages sur la rive droite de la Marne.

3.0 PARTIE TECHNIQUE



Les 2 voies de la traversée sous fluviale sont constituées de 7 caissons en béton armé précontraint construits dans une darse à l'abri de parois moulées. La fermeture de la darse se compose d'un gabion en palpanches et d'un bateau-porte en béton armé.



Les caissons sont mis en place par flottaison puis immersion, la manoeuvre étant réalisée par treuillage, ballastage et cheminées d'équilibrage.

La darse provisoire se situe à l'emplacement de l'usine de ventilation.

L'étanchéité des caissons est obtenue dans la masse du béton, grâce à la précontrainte multidirectionnelle, à la composition du béton et au traitements particulier des reprises de bétonnage, le dispositif d'étanchéité entre caisson est composé d'un joint de type phoenix et d'un couvre joint oméga.

Les ouvrages à terre sont en béton armé réalisés à ciel ouvert à l'abri de parois moulées et entièrement protégés par une feuille étanche.

4.0 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

- Longueur : voie Est 292 m, voie Ouest : 507 m.
- La longueur des caissons est de 45 à 55 m.
- Le poids des caissons est de 6 500 à 8 000 t.
- Quantité de béton : 70 000 m³
- Quantité d'aciers passif : 5 000 t.
- Quantité de précontrainte : 1 000 t.
- Quantité terrassement terrestre : 220 000 m³
- Quantité terrassement fluviaux : 150 000 m³

5.0 REALISATION

Maître d'Ouvrage	: Ministère des Transports
Maître d'Oeuvre	: DDE du Val de Marne
Entreprise mandataire	: BOUYGUES du Groupement Bouygues, Bouygues Off-shore, intrafor-color, Soletanche.
Etudes d'Exécution	: BOUYGUES
Mise en service prévue	: 1990

Viaduc de la Darse d'Alfortville

Viadukt über La Darse d'Alfortville

Viaduct of La Darse d'Alfortville

André HEUSSE

Ingénieur ESTP - CHEBAP

Directeur des Travaux

Entreprise Quillery

Saint-Maur des Fossés, France

1. PRESENTATION

Le Viaduc sur Darse s'inscrit dans le tracé de l'Autoroute A 86, et se situe au SUD-EST de PARIS. Il permet le franchissement de la Darse de l'Usine gazière d'ALFORTVILLE.

2. CARACTERISTIQUES GENERALES

L'Ouvrage est constitué de deux tabliers indépendants de 16,50 m de largeur et de longueurs 662,70 m et 685,20 m. Les portées de ces tabliers sont variables, de l'ordre de 72 à 75 m. Le tracé en plan, rectiligne dans sa première partie, devient circulaire ($R = 468$ m) - Le dévers du profil en travers varie de $\pm 2,5$ % à $\pm 4,2$ % et la pente longitudinale est faible (1.5%)

3. APPUIS ET FONDATIONS

Les piles sont massives du type " marteau " avec chevêtre précontraint. Elles sont toutes fondées sur quatre pieux forés de $\varnothing 1600$.

4. **TABLIER** : Le tablier (fig. 1) a été préfabriqué par voussoirs de

longueur 3,15 m
et pesant environ 100 T/unité
l'assemblage par encorbellement
successif des voussoirs a
été réalisé au moyen d'une
poutre de lancement.

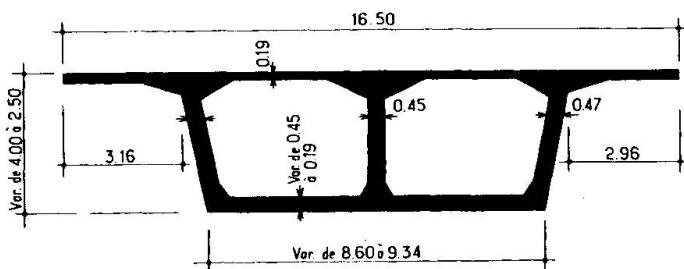


Fig. 1 - coupe transversale

Sans constituer une révolution dans le domaine de la construction des grands ouvrages, la réalisation du Viaduc sur Darse a incontestablement contribué à l'évolution de la technologie dans les domaines suivants :

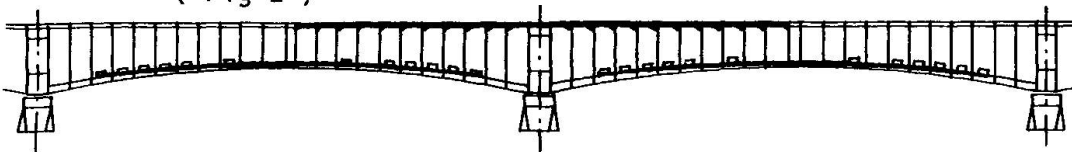


4.1 Précontrainte extérieure au béton

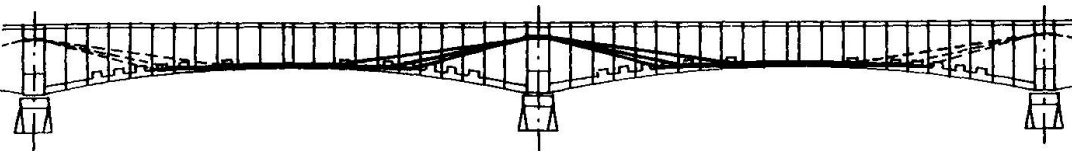
Le tracé du cablage distingue deux grandes familles de câbles :

- une famille de câbles intérieurs au béton, de tracé pratiquement rectiligne
Ces câbles sont ancrés dans les goussets haut et bas au droit des âmes. Ils sont injectés au coulis de ciment (fig 2)
- une famille de câbles extérieurs au béton, de tracé polygonal - ils sont ancrés dans des bossages spéciaux aux quarts des travées - Ces câbles sont situés à l'intérieur des caissons et injectés à la graisse (fig 3).

(Fig 2)



(Fig 3)



4.2 - Injection à la graisse des câbles extérieurs de précontrainte :

La protection de ces câbles a été réalisée par de la graisse injectée à l'intérieur d'un gainage constitué de tubes en acier assemblés par soudure. Le procédé garanti toutes les possibilités d'intervention ultérieure (remplacement, renforcement, etc.....)

4.3 - Thermomaturation des bétons :

Les moyens mis en oeuvre pour réguler et homogénéiser les températures des bétons des voussoirs préfabriqués ont été tout particulièrement étudiés pour ce chantier. Les résultats obtenus ont pu permettre d'apprécier la fiabilité des programmes de calculs de simulation thermique du L.C.P.C.

5 - BIBLIOGRAPHIE

Revue " TRAVAUX " - n° 606 - JANVIER 1986.

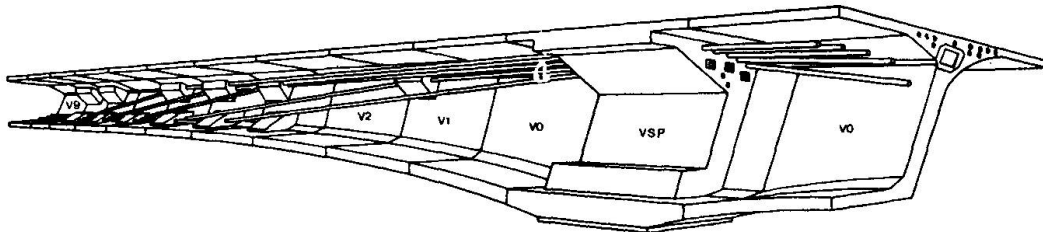


- câbles "éclisses" de continuité intérieurs au béton, dans les goussets inférieurs en travée, tendus aux clavages avec les mêmes unités,
- grands câbles de continuité ondulés extérieurs au béton.

L'originalité de la conception a consisté pour les câbles ondulés, à associer aux avantages de la précontrainte extérieure, ceux des tracés classiques des câbles intérieurs au béton :

- les unités 12K15 Super Torons, peu encombrantes, sont celles couramment utilisées en câblage intérieur, avec cependant adaptation des ancrages (procédé Freyssinet International).
- ancrés dans les voussoirs sur piles et sur culées, ces câbles courent chacun sur 2 travées déviés individuellement et successivement :
 - . en point haut, dans des bossages spéciaux liés aux goussets supérieurs,
 - . en point bas, en réutilisant les bossages d'ancrage des câbles éclisses.

La déviation individuelle des câbles a permis d'optimiser leur tracé par rapport aux solutions à diaphragmes déviateurs concentrés : meilleurs moments hyperstatiques de précontrainte, et répartition des réductions d'efforts tranchants plus conforme aux besoins. La diminution des efforts locaux de déviation a permis d'éviter l'exécution toujours délicate de diaphragmes et d'intégrer les bossages déviateurs dans le cycle de fabrication des voussoirs courants.



2.3. Un cycle de fabrication particulièrement performant

Trois types d'outils coffrants ont servi à la réalisation des 2 tabliers (680 m) sur une période continue de 17 mois, soit à une vitesse moyenne de 2,0 m/Jour (sans traitement thermique).

- un outil pour le voussoir sur pile (V.S.P.) et les deux voussoirs adjacents (V0) coulés chacun en 2 phases ($6,00 + 2 \times 3,60 = 13,20$ m, réalisés en 6 semaines).
- une paire unique d'équipages mobiles pour les voussoirs courants, bétonnés en une seule phase ($9 \times 2 \times 3,60 = 64,80$ m par fléau) et réalisés en 6 semaines au démarrage, puis en 5 semaines. Le cycle de 2 paires de voussoirs par semaine a été réussi sur l'ensemble du 2^o tablier.
- un outil plus léger pour réaliser les 10 voussoirs de clavage de 2,00 m de longueur.

Ces trois outils travaillant en temps masqué les uns par rapport aux autres, le temps critique a été déterminé par les 5 semaines des voussoirs courants, plus 2 semaines de transfert, soit 7 semaines par fléau.

3. QUANTITES ET RATIOS

Surface des 2 tabliers	7 408 m ²	Délai global d'exécution : 23 mois
Béton E 400	4 295 m ³	(épaisseur moyenne : 0,580 m)
Aciers passifs	650,0 T	(151,3 kg/m ³ et 87,7 kg/m ²)
Précontrainte intérieure ..	99,9 T	(23,3 kg/m ³ et 13,5 kg/m ²)
Précontrainte extérieure ..	87,7 T	(20,4 kg/m ³ et 11,8 kg/m ²)
Total précontrainte	187,6 T	(43,7 kg/m ³ et 25,3 kg/m ²)

Viaduc de Poncin

Viaduct in Poncin

Viadukt in Poncin

Claude SERVANT

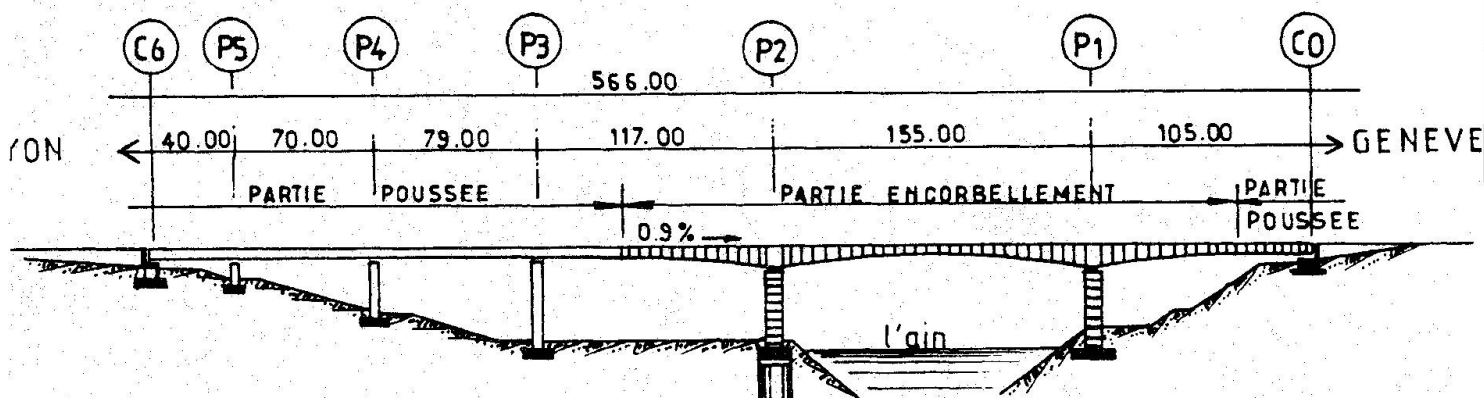
Ingénieur en Chef
SPIE Batignolles
Vélizy, France

1. GÉNÉRALITÉS

Situé sur la section n° 4 "Saint Martin – Pont d'Ain" de l'autoroute A40 "Mâcon – Genève – Tunnel du Mont Blanc", le viaduc de Poncin permet le franchissement de la vallée de l'Ain.

D'une longueur totale de 566 m, le tablier comporte six travées de portées respectives 40 + 70 + 79 + 117 + 155 + 105 m représentant une surface totale de tablier de 11.125 m².

La solution variante à tablier unique réalisée permet, grâce à une seule courbe d'intrados et une seule file d'appuis, une meilleure intégration dans le site que la solution de base traditionnelle constituée de 2 tabliers parallèles. Elle améliore ainsi l'esthétique générale de l'ouvrage.



2. CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

Les deux piles de 40 m de hauteur, qui supportent la travée de 155 m, sont constituées d'un caisson de dimensions 8,00 x 5,00 m réalisé à l'aide d'un coffrage grim pant.

La section transversale du tablier est constituée d'un caisson monocellulaire de 19,60 m de largeur totale et de hauteur constante égale à 4,00 m pour la partie poussée côté Lyon et de hauteur variable entre 4,00 et 10,00 m pour la partie en encorbellement.

Les deux âmes sont inclinées et d'épaisseur constante égale à 0,60 m sauf au voisinage des piles P3, P4 et P5 où elles valent respectivement 1.20 m, 1.10 m et 0.90 m.

Une des originalités de cet ouvrage de grande largeur est le choix d'un hourdis supérieur épais (0,30 m dans l'axe du caisson) précontraint transversalement à l'aide d'unités 4T15 espacées de 0,60 m.

La précontrainte longitudinale définitive est constituée de trois familles de câbles :

– des câbles 19T15 rectilignes intérieurs au béton constituant la précontrainte de fléau et une partie de la précontrainte du pont poussé côté Lyon.



- des câbles 19T15 extérieurs au béton ancrés au droit des entretoises d'appuis et déviés en travée par des diaphragmes. Ces câbles sont disposés sous gaines en PEHD et ont une longueur de 280 m au maximum.
- des câbles éclisses 12T15 intérieurs au béton qui complètent la précontrainte extérieure de continuité.

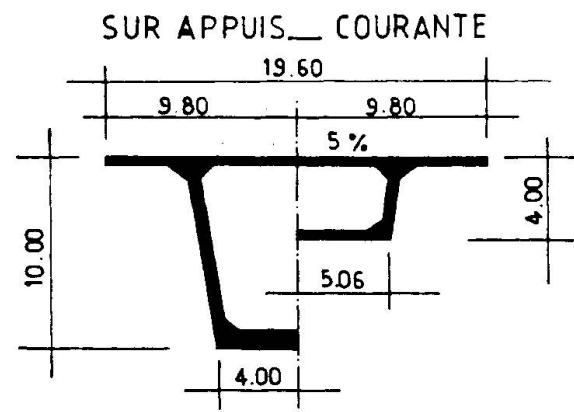
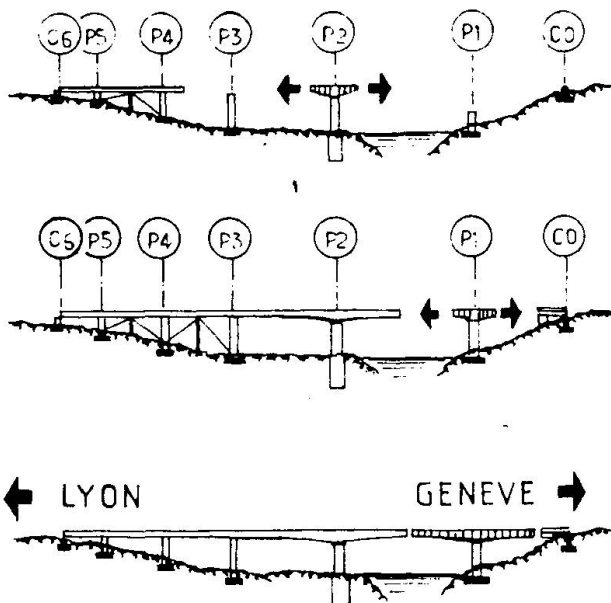
3. MÉTHODE DE CONSTRUCTION

Le tablier est réalisé au moyen de deux procédés de construction :

- les fléaux P1 et P2 de 155 m de longueur et de hauteur variable sont encastrés sur les piles et construits par encorbellements successifs de voussoirs de 3,30 m de longueur coulés en place à l'aide d'une paire d'équipages mobiles "par-dessous"
- la partie côté Lyon de hauteur constante est mise en place par poussage. Les cycles de précontrainte et de poussage s'effectuent sur des tronçons d'environ 39 m de longueur réalisés par éléments de 6,50 m de longueur. Les efforts en cours de poussage sont réduits grâce à l'utilisation simultanée d'un avant-bec métallique de 20 m de long et de palées provisoires métalliques disposées à mi-portée et haubanées en tête aux appuis définitifs
- la partie de hauteur constante côté Genève longue de 27,30 m est également réalisée par poussage d'éléments de courte longueur (6 m).

Les systèmes de poussage utilisés ont été :

- le système Eberspächer (ou leueur-pousseur) pour la partie côté Lyon
- le système composé de vérins pousseurs pour la partie côté Genève.



4. PRINCIPALES QUANTITÉS

Surface du tablier	:	11.125	m ²
Béton	:	18.100	m ³
Coffrage	:	30.000	m ²
Aciers passifs	:	1.830	t
Aciers de précontrainte	:	601	t

5. BIBLIOGRAPHIE

Revue des Routes et Aérodrôme n° 631 – Juin 1986
Travaux – Février 1986

Viaduc de l'Arrêt Darré

Viaduct on the River Arrêt Darré

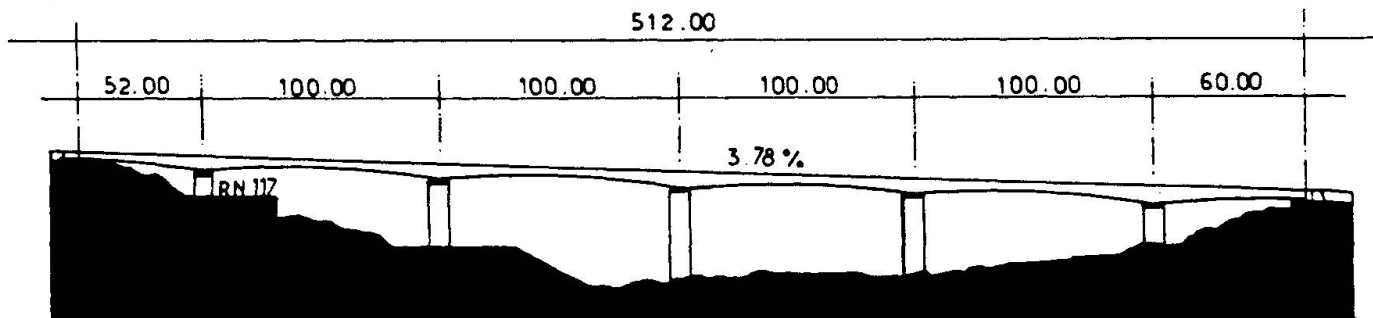
Viadukt auf den Arrêt Darré Fluss

Claude SERVANT

Ingénieur en Chef
SPIE Batignolles
Vélizy, France

1. GÉNÉRALITÉS

Situé sur la route express "Tarbes – Lanespède" de la liaison "Tarbes – Toulouse", le viaduc de l'Arrêt Darré, d'une longueur totale de 512 m, permet le franchissement d'une vallée encaissée et de l'actuelle RN 117. Afin de respecter la sensibilité particulière du site, cet ouvrage a fait l'objet d'une étude architecturale approfondie.



2. CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

Le viaduc comporte six travées de portées respectives : 52 + 4 x 100 + 60 m.

Le tablier est constitué d'une poutre caisson réalisée en béton précontraint.

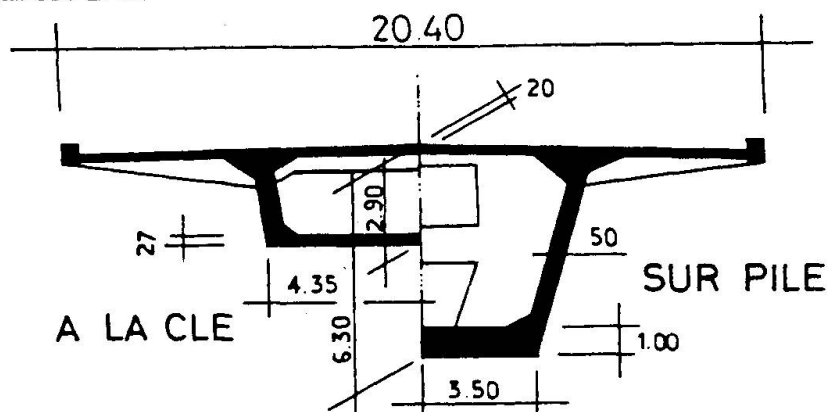
Le tablier est constitué d'un monocaisson de 20,40 m de largeur totale et comportant deux âmes inclinées d'épaisseur constante égale à 0,50 m et de hauteur variable entre 6,30 m sur piles et 2,90 m à mi-travée et aux extrémités sur culées.

Afin d'alléger l'ouvrage, le hourdis supérieur d'épaisseur 0,20 m est nervuré transversalement selon un pas de 2,22 m.

Les piles de l'ouvrage, de hauteur maximale égale à 40 m sont précontraintes verticalement à l'aide de 4 câbles 19T15 ancrés dans les semelles.

Le tablier est précontraint :

- longitudinalement à l'aide de 3 familles de câbles
 - . les câbles de fléaux 12T15 intérieurs au béton et rectilignes
 - . les câbles de continuité 12T15 intérieurs au béton et tendus juste après clavage des fléaux entre eux
 - . les câbles de continuité 19T15 extérieurs au béton prévus démontables et remplaçables et disposés dans des gaines PEHD.





– transversalement à l'aide de 2 câbles 7T15 localisés dans les nervures du tablier

L'ouvrage est également capable de reprendre un séisme de 0.08 g grâce à la mise en œuvre :

– de butées en béton armé disposées en tête des piles qui transmettent les efforts transversaux

– de 4 vérins parasismiques de 500 t disposés sur chaque culée qui permettent de dissiper les efforts longitudinaux par l'intermédiaire de dalles profondes.

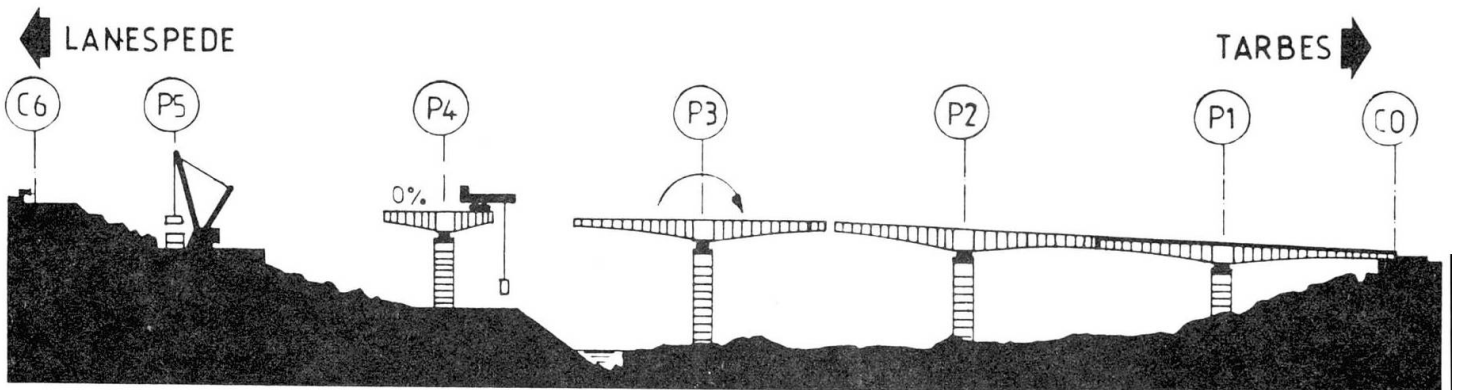
3. MÉTHODE DE CONSTRUCTION

Les méthodes de construction des piles et du tablier constituent une grande originalité.

Les piles en béton précontraint sont réalisées par empilage d'éléments préfabriqués de 2,75 m de hauteur et d'un poids maximal de 75 t, mis en place à l'aide d'une grue de 200 t équipée d'une flèche de 67 m.

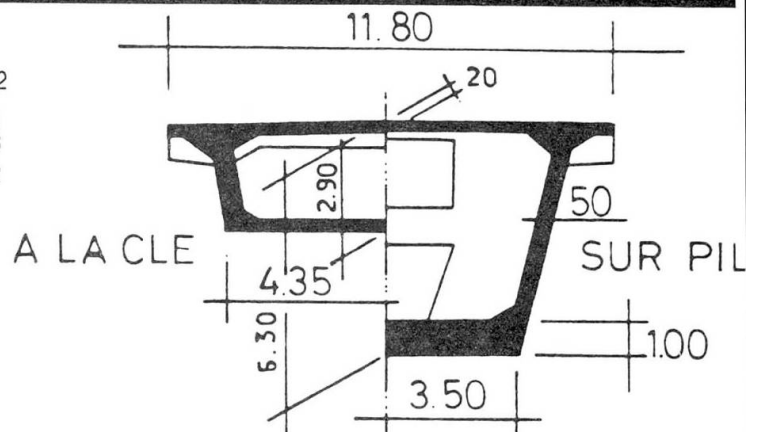
Le tablier est construit en deux phases :

- dans un premier temps, un engin de pose à bras tournant met en place des voussoirs préfabriqués suivant la technique des voussoirs à joints conjugués collés réalisés sur une doucine complète de 100 m de longueur pour la partie centrale du caisson seule (largeur 11,80 m – longueur 2,22 m) et chaque voussoir de pile est constitué de six éléments préfabriqués mis en place à la grue. L'ensemble des fléaux est exécuté à l'horizontale puis chaque fléau est "basculé" autour de la tête de pile suivant la pente de l'ouvrage (3,78 %).
- après assemblage des fléaux entre eux par un joint de clavage coulé en place, les encorbellements latéraux nervurés sont bétonnés en seconde phase puis précontraints par plots de 11 m de longueur afin de donner au tablier sa largeur définitive (20,40 m).



4. PRINCIPALES QUANTITÉS

Surface du tablier	:	10.445	m ²
Pieux	:	472	ml
Béton	:	12.580	m ³
Coffrage	:	40.000	m ²
Aciers passifs	:	1.900	t
Aciers de précontrainte	:	396	t



5. BIBLIOGRAPHIE

Travaux
New Civil Engineer

Février 1986
19 March 1987



Ouvrages du T.G.V. Atlantique

Structures for the TGV Atlantique

Bauwerke für den TGV Atlantique

Claude SERVANT

Ingénieur en Chef
SPIE Batignolles
Vélizy, France

1. GÉNÉRALITÉS

La future ligne du T.G.V. Atlantique emprunte sur les communes de Vernon/s/Brenne et de Vouvray une section qui comprend :

- le lot 49.02 constitué d'un tunnel de 1.500 m de longueur et d'un tronçon nord à ciel ouvert de 1.000 mètres
- les lots 49.12 et 49.13 constitués des viaducs de Vouvray (387 m) et de la Cisse (312 m) encadrant un remblai de 280 mètres.

2. CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DES OUVRAGES

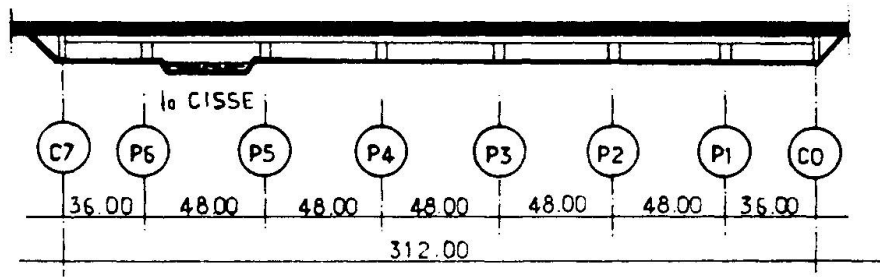
Le tunnel de Vouvray, conçu pour permettre le croisement à 270 km/h de deux rames du T.G.V., a une forme intérieure circulaire de 11 m de diamètre, fermée à sa partie inférieure par un radier en contre-voûte. Le profil en long retenu conduit à une couverture de 4 m à 22 m.

Les deux viaducs de Vouvray (9 travées) et de la Cisse (7 travées) sont constitués d'un tablier en béton précontraint à caisson unique et de hauteur constante d'une largeur de 12 m. Les portées des ouvrages sont les suivantes :

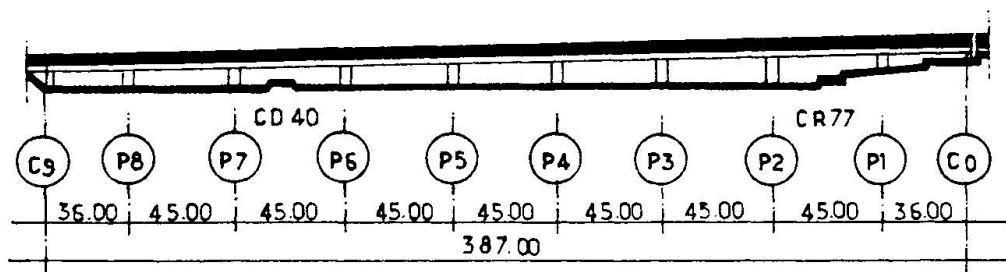
Vouvray	: 36 m + 7 x 45 m + 36 m
Cisse	: 36 m + 5 x 48 m + 36 m

Les piles d'une hauteur variant entre 5,20 m et 9,50 m sont constituées de fûts de 2,50 m d'épaisseur avec avant-becs en forme de demi-circonférence. Les fondations des piles et culées sont constituées de barrettes de section 2,70 x 1,05 m moulées dans le sol et ancrées à environ 10 m de profondeur sur le banc de tuffeau.

VIADUC de la CISSE



VIADUC de VOUVRAY



Autoroute Ouest de Melbourne. Viaducs de Melbourne Sud

Viadukte der Autobahn westlich von Melbourne

Viaducts on the West Expressway, Melbourne

Alain LACROIX

Ingénieur
Citra Construction Ltd
Melbourne, Australie

1. GÉNÉRALITÉS

L'autoroute Ouest de MELBOURNE qui emprunte le pont à haubans WEST GATE BRIDGE – un élément marquant du paysage de MELBOURNE – est un corridor de circulation très fréquenté avec plus de 60 000 véhicules par jour. Cette autoroute relie MELBOURNE à ses banlieues Est, à GEELONG, grand centre industriel et touristique, et aux sites touristiques de la côte Ouest.

Les accès à cette autoroute restaient difficiles et le flux de trafic induit dans SOUTH MELBOURNE et PORT MELBOURNE devenait difficilement supportable pour ces zones résidentielles et commerçantes. Pour mieux diffuser ce trafic, il fut décidé de prolonger cette autoroute et d'assurer sa liaison avec les artères principales des quartiers Sud de MELBOURNE.

L'ouvrage principal de ce prolongement est un viaduc urbain autoroutier de 1 850 m de long franchissant de nombreuses artères, mais aussi un dépôt ferroviaire et deux lignes de chemin de fer. Cet ouvrage est raccordé à la voirie locale par des bretelles d'entrée et de sortie situées sensiblement à ses extrémités. La structure porte quatre voies de circulation dans sa partie centrale.

En 1983, le ROAD CONSTRUCTION AUTHORITY OF VICTORIA attribuait le contrat de réalisation de l'ouvrage au groupement CITRA CONSTRUCTIONS LIMITED-SPIE BATIGNOLLES.

2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

L'ouvrage est constitué de deux structures indépendantes supportant chacune un sens de circulation. Chaque structure se compose de deux poutres caisson reliées entre elles dans la partie centrale par un hourdis coulé en place. La structure Nord comporte 36 travées pour le caisson Nord et 37 travées pour le caisson Sud. La structure Sud 39 travées pour le caisson Nord, et 29 travées pour le caisson Sud. La plus grande portée est de 54 m. L'ouvrage serpente à travers SOUTH MELBOURNE et une des bretelles a un rayon de courbure en plan de 115 m.

3. CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

3.1 Fondations et appuis

L'ouvrage est fondé sur des pieux béton de 1.20 m de diamètre réalisés à l'intérieur d'un tubage métallique et ancrés dans le rocher : deux pieux pour les piles intermédiaires et quatre pieux pour les piles supportant les appuis fixes. La majorité des pieux d'une longueur de 30 à 55 m sont fondés dans le substratum basaltique de Melbourne.

Les 137 piles sont en béton armé. De forme sensiblement rectangulaire, leur hauteur varie de 3.5 à 10.7 m. Pour des raisons d'esthétique, ces piles ont été réalisées avec un béton de couleur noire qui tranche avec le béton clair des tabliers.



3.2 Tabliers

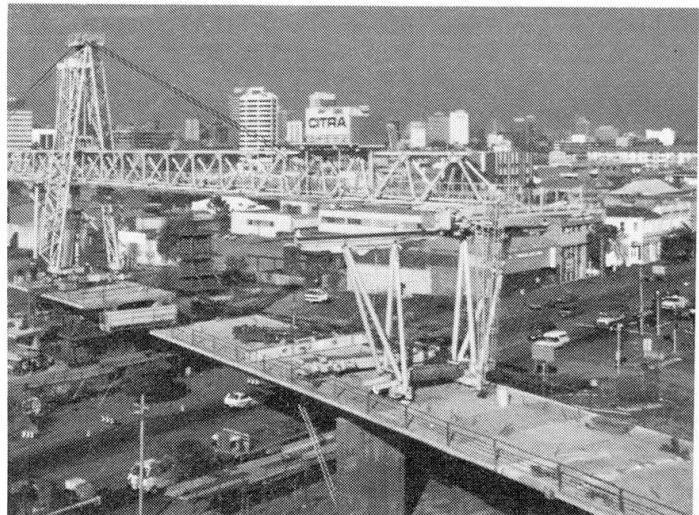
L'ouvrage est constitué par des poutres caissons, de hauteur constante 2 m, à deux ou trois âmes, précontraintes longitudinalement. Tous les voussoirs sont préfabriqués à joint conjugué dans des cellules. Le voussoir type à 2 âmes mesure 9.98 m de large et 3.2 m de long pour un poids variant entre 40 et 45 T. Le voussoir type à 3 âmes mesure 14.68 m de large et 2.7 m de long pour un poids de 60 à 65 t. Le voussoir le plus lourd pèse 76 t.

Les 2070 voussoirs sont fabriqués dans une usine située à l'extrémité Ouest du site. Cette usine est divisée en deux parties : une zone consacrée à la préfabrication des cages d'armatures, l'autre accueillant les 5 cellules de préfabrication : 3 cellules pour voussoirs à 2 âmes, 2 pour les 3 âmes. L'aire de stockage 400 m x 20 m peut recevoir 350 voussoirs environ. Cette aire comporte également une sixième cellule pour la réalisation de voussoirs d'articulation, une aire d'inspection et une zone de préparation et de sablage des voussoirs.

Les voussoirs sont mis en place par encorbellements successifs à l'aide d'une grue de 150 t et de 2 poutres de lancement. Les 2 ou 3 premiers voussoirs sur pile sont en général posés à la grue. Après alignement des voussoirs et matage des appuis, la poutre de pose est lancée sur l'appui pour la réalisation du cantilever. La stabilité du fléau est assurée par des vérins placés sur des charpentes métalliques brêlées sur la pile, puis par les bras stabilisateurs du lanceur. Chaque cantilever est relié à la structure existante par un clavage de 0.2 m. Les deux poutres de lancement ont été fabriquées et assemblées par CITRA. Leur poids est d'environ 190 t. La précontrainte longitudinale est assurée par des câbles 19T13 VSL. Le schéma de câblage est un schéma classique pour ce type de pont.

3.3 Quantités

Surface des tabliers	:	77.000	m ²
Béton de fondations et appuis	:	32.000	m ³
Armatures passives	:	11.000	t
Béton de superstructure	:	41.000	m ³
Armatures de précontrainte	:	2.500	t



4. DATES CLÉS

Le contrat a été attribué le 25 septembre 1983. En février 1984, le chantier a été arrêté pour environ 12 mois à la suite de problèmes de démarcation entre syndicats concernant la construction de l'usine de préfabrication. Les principales dates peuvent se résumer ainsi :

– 7 mai 1985	bétonnage du premier voussoir
– 15 juillet 1985	pose du premier voussoir
– 28 août 1986	ordre de service pour la construction de la structure Sud
– 6 novembre 1986	bétonnage du dernier voussoir de la structure Nord (1078NO)
– 3 avril 1987	pose du premier voussoir de la structure Sud
– 7 avril 1987	pose du dernier voussoir de la structure Nord

Il est prévu de terminer les travaux de la structure Nord en octobre 1987 en vue de son ouverture à la circulation pour la fin de 1987.

Tension Member Prestressing

Zugbandvorspannung

Précontrainte par tirants

Lutz SPAROWITZ
Dipl. - Ing., Dr. techn.
Zivilingenieur
Graz, Austria

Karl KERNBICHLER
Dipl. - Ing., Dr. techn.
Univ. - Doz., Techn. Univ. Graz
Graz, Austria

Herbert ZILLICH
Dipl. - Ing.
Graz, Austria

1. PRINCIPLE

A special disposition of the cables for the longitudinal prestressing is suggested concerning continuous prestressed concrete bridges with usual spans and depths. The longitudinal prestressing consists of straight tension members which can only be found in the support zones whereas the normal reinforcement is used in the midspan zones (Fig. 1b and 1c). Since there is no turning round of the tension members problems of durability and fatigue strength are avoided.

The effect of this system can be compared to stay-cable bridges used for wide spans (Fig. 1a). In figure 1 both structures are compared in scale. The figure shows that the cable can be placed within the cross section of the structure of bridges with tension members due to the sufficient overall depth of the structure respectively due to the variable depth (cleat).

The structure can be designed with tension members which are either unbonded or with subsequent bonding. In the latter case the cables are built into a deck slab of a greater depth. In the case of unbonded prestress the tension members can be run within the box girder section. Since the tension members run outside the webs there smaller webs are possible and the construction is also easier.

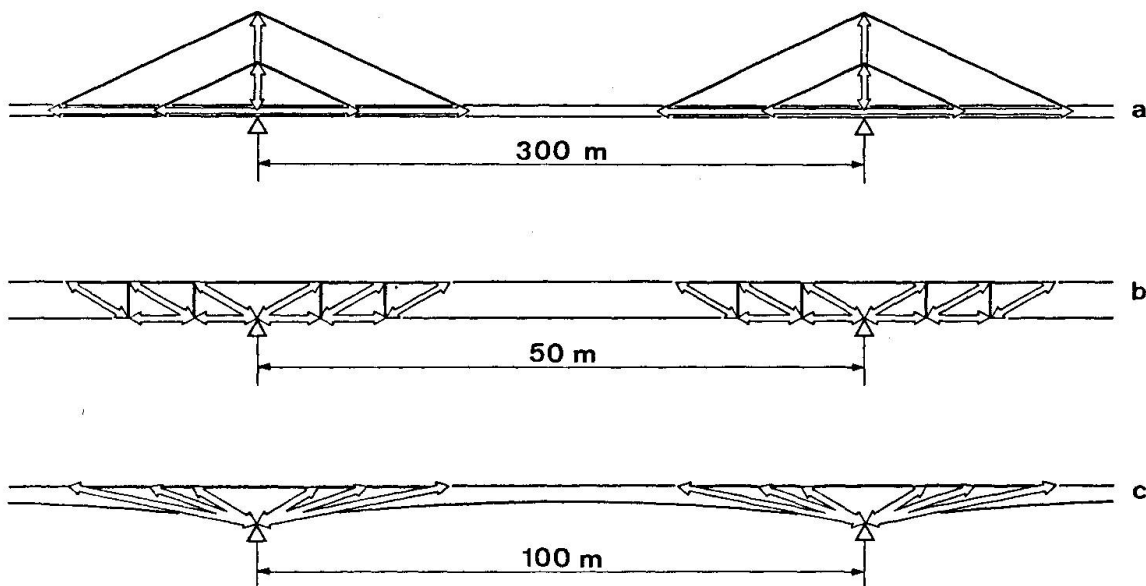


Fig.1: Strut and tie models



2. THE STATICAL BEHAVIOUR AND ECONOMY

The bending effect of a normally reinforced beam is superimposed by the effect of the strut frame within the zone of the tension member (Fig. 1b and 1c). The strut frame strengthens the bending beam in the support zones. The share of the support-moment carried by the strut frame can be controlled by the size of the force in the tension members. Our experience shows that it is economical and recommendable concerning the design to choose the degree of prestress of the tension members in such a way that the strut frame carries the dead load. For the share of the bending beam normal reinforcement is arranged not only in the midspan zones but also in the support zones.

A comparison of the required amount of steel (amount of normal steel plus amount of prestressing steel multiplied by the yield stress ratio) concerning the conventional disposition of prestressing cables with the tension member prestressing shows that the recommendable design requires 20 % less steel, even in the case of the unfavourable effect of unbonded prestressing. This reduction, mentioned above, is a result of short tension members in the support zones only.

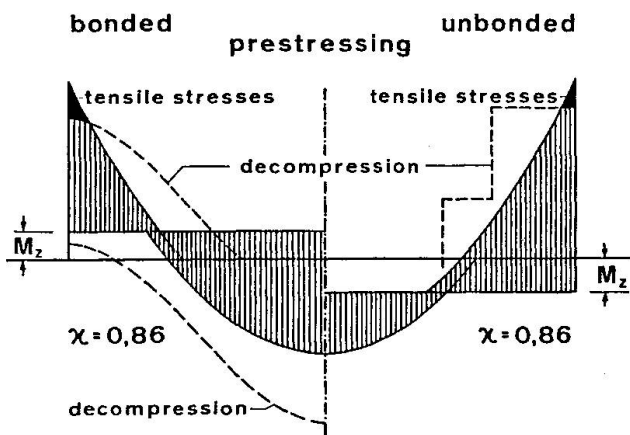


Fig. 2: Partial prestressing – tension member prestressing

Consequently there is a considerable shift of bending moments under working load (Fig. 2). Within the conventional disposition of the cables the prestressing produces positive secondary moments. Owing to that fact the midspan moment increases (Fig. 2, left). On the other hand the tension member prestressing produces negative secondary moments (Fig. 2, right). Consequently the midspan moment considerable decreases.

The normal reinforcement takes care of the cracking control. The prestressing controls the deformation and is required for some methods of construction (e.g. for construction joints with couplings).

3. PROBLEMS OF THE UNBONDED PRESTRESSING

It is generally known that the unbonded prestressing causes extra cost for the cover of corrosion and for the feeding-in of the forces of prestressing. But this higher amount is compensated by the economy of the recommended disposition of the cables. Concerning the costs of maintenance the unbonded prestressing compares favourably to the bonded one. That is proved by the following advantages:

- Since there is no danger of corrosion the degree of prestress can be decreased. The greater amount of normal reinforcement improves the cracking behaviour, the ductility and the durability of the structure.
- Since there are no frictional losses prestress can exactly be adjusted and easily measured.
- Since there is no grouting there are no risks and there are no restrictions concerning weather conditions.
- The cables can easily be checked and can be exchanged without obstruction of traffic.

4. REFERENCES

- /1/ Kernbichler K., Gedanken zur Anwendung der verbundlosen Vorspannung im Brückenbau. Schriftenreihe des Österreichischen Betonvereins, Heft 7, 1987
- /2/ Zillich H., Sparowitz L., Kernbichler K., Vorspannung ohne Verbund im Straßenbrückenbau. Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung, 1987



Failure of Joints between Concrete Wall Panels

Rupture de joints entre panneaux en béton préfabriqué

Bruch der Verbindungen zwischen Betonwänden

A. AROUSSI

P.L. CLARK

S.A. FERRIS

Dep. of Building and Environmental Health

Trent Polytechnic

Nottingham, Great Britain

1. ABSTRACT

The construction of homes and multi-storey buildings with large precast wall elements has generated numerous problems; especially in the design of weather-proof joints between the external panels. This study examines the penetration of air and water through these joints.

2. INTRODUCTION

Joints between prefabricated concrete elements forming the external cladding of a building have to withstand rain, wind pressure, exposure to radiation and movements due to changes in the temperature and moisture of the concrete. These differential movements account for the intrusion of wind and rain through the joints. The increase in the incidence of failure of these joints has resulted in costly repairs and in the demolition of some relatively new building complexes.

This study investigates the penetration of wind and rain through a single stage closed joint and a two stage open drained joint (figs 1&2). The measurements are obtained with a laser Doppler anemometer (LDA) [1] and the computer predictions are based on the K ϵ mathematical model of turbulence [2].

3. METHOD

The fluid flow associated with the geometries considered is turbulent, separated and recirculating. The measurement of the flow is achieved with an LDA method which is non-intrusive and responds to the continuously reversing flow within the joints. All the experimental work is done on full-size sectional models of building joints placed in a wind tunnel that simulates natural wind.

The predictive method is based on the K ϵ mathematical model of turbulence; the two differential equations solved are dependent on the Kinetic energy K and its dissipation rate ϵ . The boundary conditions are specified from the experimental measurements.

4. RESULTS & CONCLUSIONS

The experimental measurements (fig 3) and the predicted results (fig 4) show that the vortex system inside the joint is strongly dependent on the aspect ratio of the geometry and the nature of the approach flow. This information on the vortex system is necessary in locating where rain is deposited within



the joint. Most of the water entering the joint is deposited in the region of the primary vortex therefore any drainage system positioned behind this eddy will be effective in keeping the internal seal dry. The results presented are of wind flow parallel to the face of the joint, the case when the flow is incident at a different angle is more complex. The problem can, however, be made easy by putting a rain barrier outside the joint (fig 5). This external rain barrier has the dual purpose of stopping direct entry of rain drops, but more important, channels the flow parallel to the face of the joint. Consequently the position of the primary eddy and therefore water deposition is easily determined.

REFERENCES

- [1] Durst F et al, Principle and practice of LDA Academic Press, 1981
- [2] LAUNDER B.E et al, Mathematical models of turbulence Academic Press, 1972

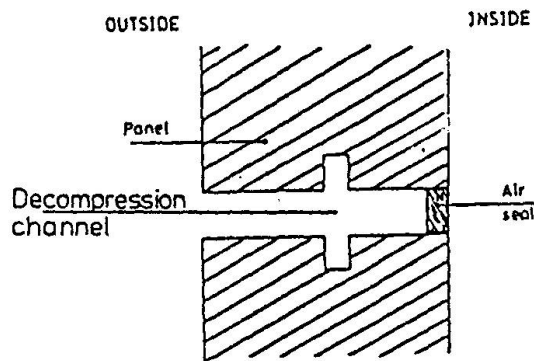
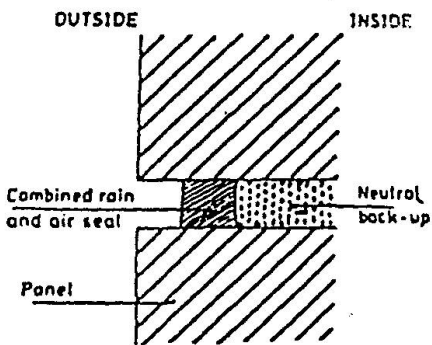


Fig1: A single stage closed joint between two building panels.

Fig2: A two stage open joint between two building panels.

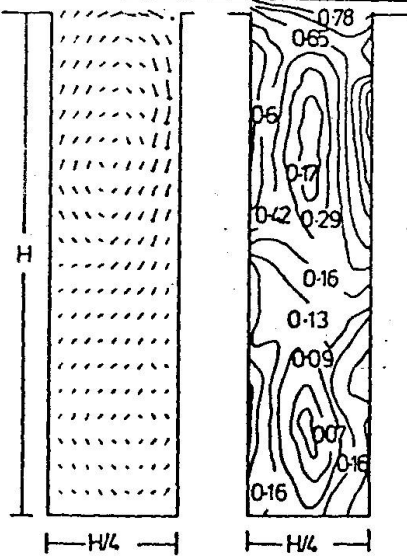


Fig 3 : Velocity vectors & contours in a deep joint (L.D.A measurements)

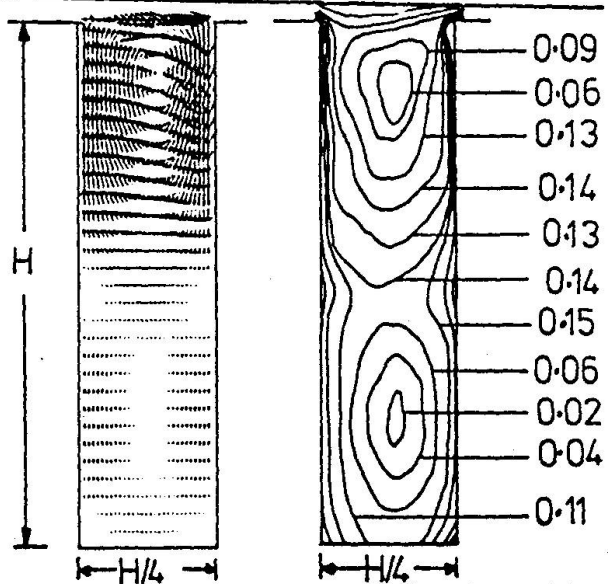


Fig 4 : Velocity vectors & contours in a deep joint (prediction with K.E model)

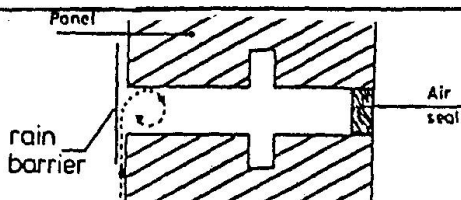


Fig 5 : A two stage open joint with an external rain barrier



Experimental Assessment of the Safety of Bridges

Détermination expérimentale de la sécurité de ponts

Experimentelle Ueberprüfung der Sicherheit von Brücken

Tibor JÁVOR

Doc. Ing. DrSc.

Res. Inst. of Civil Eng.

Bratislava, Czechoslovakia

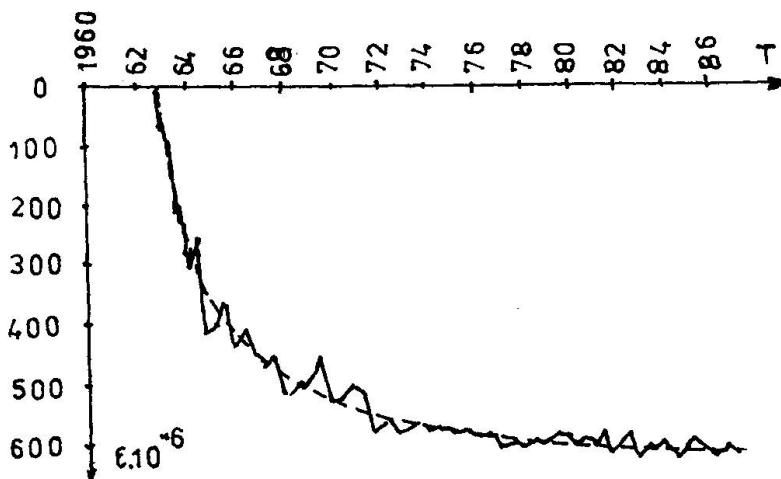
1. INTRODUCTION

The assessment of the behaviour of concrete bridges is possible by various short quality checks and tests in situ or by long-term observations and analysis of the durability of the materials of structural elements. Service life, i.e. durability of concrete bridge structures has always been and increasingly becomes a problem not only in the domain of maintenance of bridges but in the public and economic life of a society as well.

2. LONG-TERM OBSERVATION OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES

On 12 prestressed concrete bridges of larger spans /over 60 m /, continuous precast concrete structures, rigid framework bridges, casted in place or precasted box-girder bridges erected by the cantilever method, have been made observations for 10 to 27 years. During the construction of the bridges mentioned above in each of these examined structures vibro-wire gauges in number of 50 to over 300 were embedded. At the same time geodetical marks for measuring vertical displacements of structures were set.

The received results showing the course of deflections and strains of various bridges. The creep of better bridges is stabilized after 7 years and the deformations in the following period oscillates owing the temperature and humidity changes. The mathematical correlation of the received courses show, that the very simple functions allowed us to predict the course of deformations for the next period. The results of observations with the course of strains versus time of one cantilever erected, casted in place, prestressed concrete double box-girder bridge /span 80m/ during 24 years show us in Fig.1 compared with various creep curves that the best result for the prediction of the strains for the next period we received using the Ross-function of creep in generally form
$$Y = A + B \cdot \frac{T}{T+Q}$$
 where A is the deformation for the time T=0, B is the increased deformation, Q is the time to receiving the 50% of the full long-term deformation /strain or deflection/. The observations were executed every year after winter and summer season, but mostly 4 times during the year. On several of these bridges load tests following 10 or 25 years were repeated and hereby fatigue characteristics after long-term traffic were ascertained.



By the correlation function for $Q = 615$ was ascertained, that $A = 22,25$ and $B = -679$. The standard deviation $s = 26,95$; the theoretical deformation after 20 years $Y_{20} = -604.10^{-6}$ and after 100 years $Y_{100} = -646.10^{-6}$. Very similar result we received also using the function

$$Y = A.\sqrt{T} + B.T.$$

Fig.1 Strain history of a cast-in place cantilever bridge with the correlation function $Y = A + B \cdot \frac{T}{Q}$ bottom in the first segment.

3. ASSESSMENT OF THE SAFETY BY HELP OF REPEATED LOAD TESTS

The long-term observation of this mentioned cantilever bridge constructed in the years 1961-1962 were carried out owing to relatively large deflections. The deflection at centre of the span after 25 years is about 150 mm. At the loading test carried out in 1962 was measured the maximum deflection 65,7 mm, in 1976 it amounted to 84,45 mm and in 1986 it was for the same load efficiency 100 mm though from the influence lines of deflections 83,95 mm was expected. In the hinge zone the first and second joints opened by 1,5 mm and after the loading were closed. In 1963 following the completion of construction the measured prestress with embedded vibro-wire gauges in the upper fibre over the pier was -7 MPa. At the loadtest in 1976 was measured there the maximum stress +2,8 MPa, in 1986 at the repeated load test with the same load efficiency we measured +3,35 MPa, which means that in the structure in the tensile zone remained a sufficiently large prestress -3,65 MPa. The bridge complied from the point of view of bearing capacity, but in spite of cracks was proposed the reconstruction using free prestressed cables after injection of cracks.

The second bridge was one framework prestressed concrete structure with bad concrete quality /span 63,40m/ with deflection after 25 years traffic 182,8 mm. This structure was controlled by 4 repeated load test/after erection and after 2,10 and 25 years traffic/. The maximum deflection during the first load test in 1961 was 34,17mm, in 1964 39,8 mm, in 1972 it was 33,95 mm and after reconstruction by help of free prestressed cables the deflection for the same load efficiency was only 24,2mm..

4. CONCLUSIONS

The long-term observation of deformations using mathematical correlations give the possibility to predict the behaviour of bridges for the next period. The results of the repeated load tests after 10 and 25 years has given good data for the assessment of the safety and serviceability of prestressed concrete bridges.

Monitoring of Forces in Stay Cables, Tendons and Bridge Bearings

Contrôle des forces dans des haubans, câbles et appuis de ponts

Überwachung von Kräften in Schrägseilen, Spanngliedern und Brückenlagern

H.R. SIEGWART
Ing. HTL
Bureau BBR Ltd.
Zürich, Switzerland

N. WINKLER
Dipl. Ing. ETH
Bureau BBR Ltd.
Zürich, Switzerland

1. PRELIMINARY REMARKS

The systematic and properly performed maintenance of structures improves their durability. A schedule of maintenance measures should be included in the planning of every large construction project. An important aspect of this is to define criteria of when and in what circumstances appropriate action is to be taken. Programmes to draw up the actual condition of structures by means of pinpoint inspections, examinations and measurements of deformations, forces and stresses must be provided. Structural components subject to high stresses and therefore more at risk must be monitored more closely, at shorter intervals or even permanently. Such important load-bearing elements include, for example, the cables of cable-stayed bridges, prestressing cables, especially if located outside the concrete cross section as external tendons, and also ground anchors or bridge bearings. The ability to replace vital structural components while retaining the serviceability of the structure must be taken into account during planning.

2. CABLE-STAYED BRIDGES

The cable forces of a cable-stayed bridge can be measured and monitored by means of an annular load cell WIGAring ELASTO (Fig.1) between the anchor and the anchor plate with an accuracy of $\leq \pm 1\%$ of the nominal value. The forces can be read off on a portable indicator at the anchorage location or at a central measuring station in the case of permanent monitoring. The special design of this load cell and the use of Neoprene as the pressure measuring medium mean that its installation height is extremely small. For example, for a nominal load of 10 000 kN it is only 162 mm.

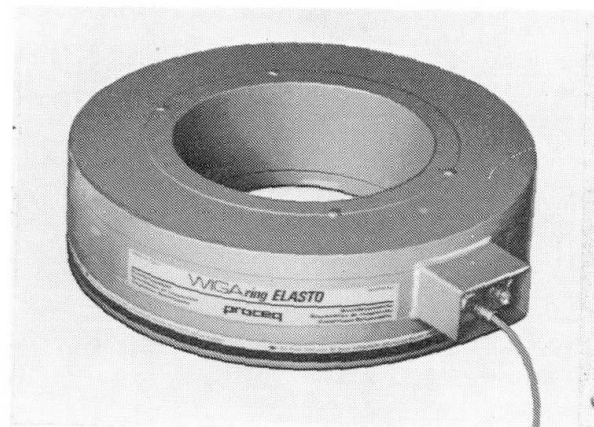


Fig.1 Load cell 10 000 kN



Permanent monitoring provides important information on the forces in the stay cables during the construction phase and in subsequent service. During service, it is above all the size of the load variations and the number of cycles occurring under different load combinations such as live loads, temperature differences, snow, ice, wind, vibration and other external influences which may affect the durability of the stay cables. Exact knowledge of the actual load variations provides also information for planning and design of stayed structures.

In the case of the Posadas-Encarnación cable-stayed bridge in Argentina (Fig.2), 28 BBR-HiAm cables were equipped with load cells. Such cables with particularly high fatigue resistance are produced in a factory with skilled labor under strict supervision and controlled conditions. This guarantees a high quality product as is required for such structures. A further example (Fig.3) shows force measuring by load cells in the cable-stayed bridge at St-Maurice, Switzerland.



Fig.2 Posadas-Encarnación, Argentina

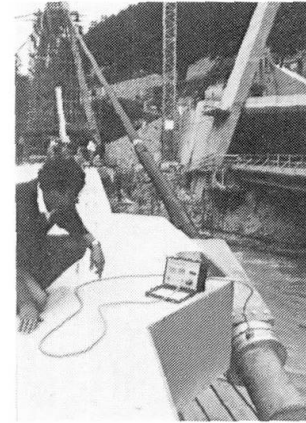
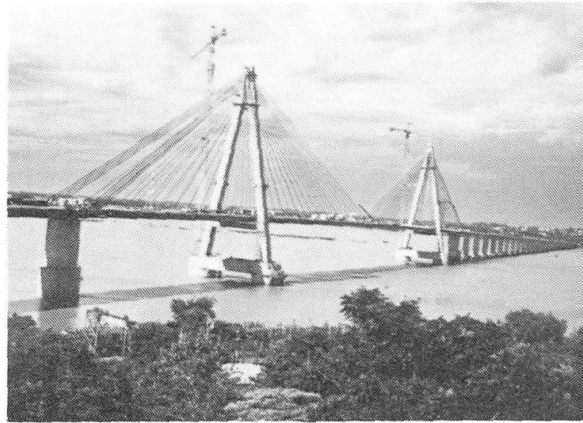


Fig.3 St-Maurice

3. FORCE MEASUREMENT BEARINGS IN BRIDGE-BUILDING

The function, operation and design of RESTON force measurement bearings are similar to those of WIGARing ELASTO load cells.

The use of force measurement bearings enables changes in bearing forces and load repartitions to be detected immediately, either during the application of prestressing, during load tests or when live loads and impact loads occur. Periodic measurements inform about long-term influences on the structure originating from settlements, displacements and load changes due to creep and shrinkage. Any necessary corrective and maintenance action can be initiated in good time.

Force measurement bearings RESTON have been employed successfully on bridges in Germany, France, Holland and Switzerland.

4. CONCLUDING REMARKS

It is to be hoped that the modern facilities available for recording the condition of structures will be used increasingly so that the necessary maintenance work can be initiated correctly and in good time to prevent any possible consequential damage.



Reinforcement of the Marghera -Venice Overbridge

Renforcement statique de la structure en béton armé du viaduc de Marghera-Venise

Verstärkung des Viadukts Marghera-Venedig

Salvatore VENTO
Venice, Italy

Luigi GUADAGNINI
SACAIM S.p.A.
Venice, Italy

INTRODUCTION

The works of improvement and adjustment to suit the new Italian Highways and Bridges Standards here described, refer to the Marghera (Venice) Overbridge.

The structure, built in 1930, is 800 mt long and 20 mt wide. The frame, entirely built in reinf concrete, comprises longitudinal girders (30 cm x 80 cm) 8.00 mt long spaced c/c 1,50 mt and an overhanging 17 cm thick reinf.conc. slab. The girders rest on traverse beams (25 cm x 105 cm) spaced c/c 8.00 mt supported by R.C. columns (40 cm x 45) spaced c/c 3.00 mt, having traverse foundation beams. The static scheme is that of a continuous five spans footing.

STATE OF CONSERVATION

The general conditions of the structure were very precarious.

Corrosion of the reinforced concrete was particularly evident in the joint connections and in the R.C. slab mainly caused by the absence of an adequate draining system avoiding filtering of acid water.

Formation of cracks and shrinkage due to lack of the reinforcement steel in the slab were another cause of corrosion and rusting of the steel.

The longitudinal beams, on the contrary, had a better conservation (considering the aggressive character of the environment in which the structure is located) which permitted the improvement operations further related.

The internal columns and the foundation beams resulted fit to the new standards.

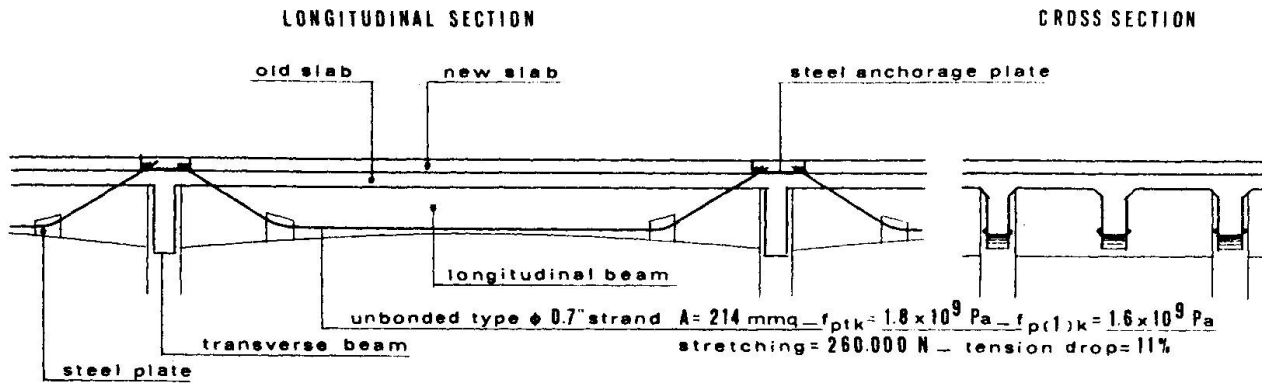
IMPROVEMENT AND ADJUSTMENT OPERATIONS

In consideration of the general state of conservation of the overbridge and of the necessity to adjust it to suit the new Italian Highways and Bridges Standards, the following actions have been taken.

The reinforced concrete slab has been rebuilt by casting a new slab on top of the existing one.

In correspondence of the expansion joints new columns have been erected alongside the existing ones.

The longitudinal girders (completely unfit to shearing stresses and scarcely fit to bending) have been improved by partially prestressing the structure.



DESCRIPTION OF THE OPERATIONS

Each longitudinal girder is supported by two UNBONDED TYPE 0 0,7" strands (greased and sheathed with a high density polypropylene sheath) running along each side of the lower ledge of the beam. At the end of the beam the strands are shunted 30° upward by means of a u-shaped steel plate.

The anchorage consists in a steel plate positioned on the existing slab where the longitudinal beam connects with the traverse beam. This anchorage plate is supplied with a series of frustum shaped clamps having a threaded inside hole holding the strands.

The single wires of the strands are greased and protected by a polypropylene sheath and this one is protected by a second polypropylene sheath.

The stretching of both the strands of a beam is done simultaneously by means of an hydraulic jack from one side of the beam, in two periods with a 260.000 N force. Losses due to friction resulted nil.

Strands were tested according to Italian specifications (tensile tests, stress, stretching 1% etc).

The frustum shaped clamps were tested with repeated loadings for a total of 2 milion N.

The anchorage plate and the deflection U - shaped plates have been tested by stretching the strands to breaking point.

The strand protecting sheath were also verified in the same test.

Test results were all positive.

VALIDITY OF THE METHODOLOGY EMPLOYED

In connection with the theme of the Meeting, the operations here briefly related represent a valid methodology to be applied in future improvement of large reinforced concrete structures which mai result decayed or not fit to new load-carring capacities.

This metodology not only permits to avoid demolition and rebuilding operations (wich often represent serious problems especially when the structure has to be maintained functional during maintenance works) but also results to be a valid way of money and time saving.

The total maintenance cost of the Marghera Overbridge (16.000 sq.m. surface treated), using this methodology, has been approximately 3.1 million U.S. D. Money saving was estimated around 20% (compared with rebuilding costs) and time-saving around 25%).

Élargissement et renforcement d'un pont par précontrainte extérieure

Enlargement and rehabilitation of a bridge by posttensioning

Verbreiterung und Verstärkung einer Brücke mit aussenliegender Unterspannung

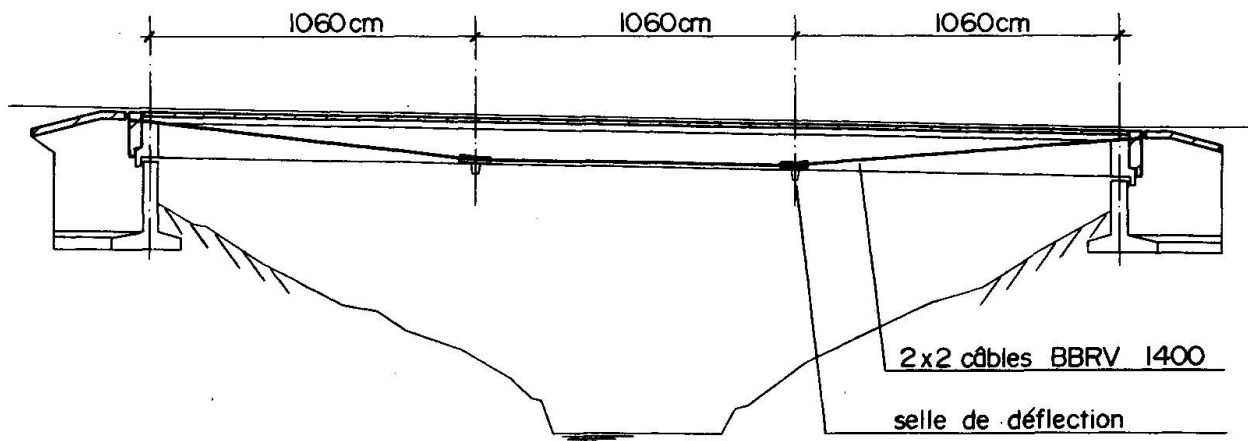
Anton F. STEFFENDipl. Ing. ETHZ
Steffen ing. conseils
Lucerne, Suisse**Heiner FURRER**Dipl. Ing. ETHZ
Steffen ing. conseils
Lucerne, Suisse**1. INTRODUCTION**

Un pont en béton précontraint fut construit il y a une vingtaine d'années dans la région de ski du Sörenberg dans le canton de Lucerne en Suisse. Celui-ci trop étroit créait une gêne réciproque entre piétons et véhicules. Au lieu de construire un pont pour piétons comme convenu, il fut décidé, suite à notre proposition, d'élargir le pont existant par deux trottoirs. Par cette transformation du pont, la charge par essieu pouvait également être augmentée.

2. PROJET

L'idée du projet consistait à obtenir une zone de compression plus grande par l'élargissement du tablier et la reprise des efforts supplémentaires de traction par des câbles mis en tension placés de part et d'autre des poutres. Le pont fut "mis en tension" par 2 x 2 câbles BBRV/1400 (31 \varnothing 7mm, $V_0 = 1390$ KN).

Aux tiers de la portée, les câbles sont déviés de 6° par des selles de déflexion en tube d'acier cintré, dont le rayon de courbure est de 4 m. Les deux poutres de rives ont été élargies de 50 cm et percées pour recevoir les têtes d'ancrage des câbles.

**Fig. 1** Coupe longitudinale



3. EXECUTION

Le pont fut en premier lieu équipé d'un échafaudage suspendu normal. Les deux poutres de rives ont été bétonnées après la démolition des bordures. La mise en place du coffrage du nouveau tablier s'effectue en parallèle avec l'enlèvement du revêtement de la chaussée. Les câbles de tension protégés par des gaines en polyéthylène placés de part et d'autre des poutres sont mis en tension à 40 %; les câbles de précontrainte existants n'auraient jamais pu absorber les efforts de traction engendrés par l'élargissement du tablier de ce pont (même sans effort dû à la circulation de véhicules). L'ancienne surface du tablier du pont a été rendue rugueuse par une fraise à diamants et dotée de goujons d'acier $\varnothing 19$ mm pour la reprise des efforts de cisaillement. La mise en tension des câbles à 82 % s'effectue 14 jours après le bétonnage du nouveau tablier du pont sur lequel est posée une isolation (Isoville) de 0.5 cm d'épaisseur protégée par un revêtement bitumineux de 8 cm mis en place en deux couches. Le pont sous son nouvel aspect est redonné à la circulation normale quatre mois à peine après le début des travaux.

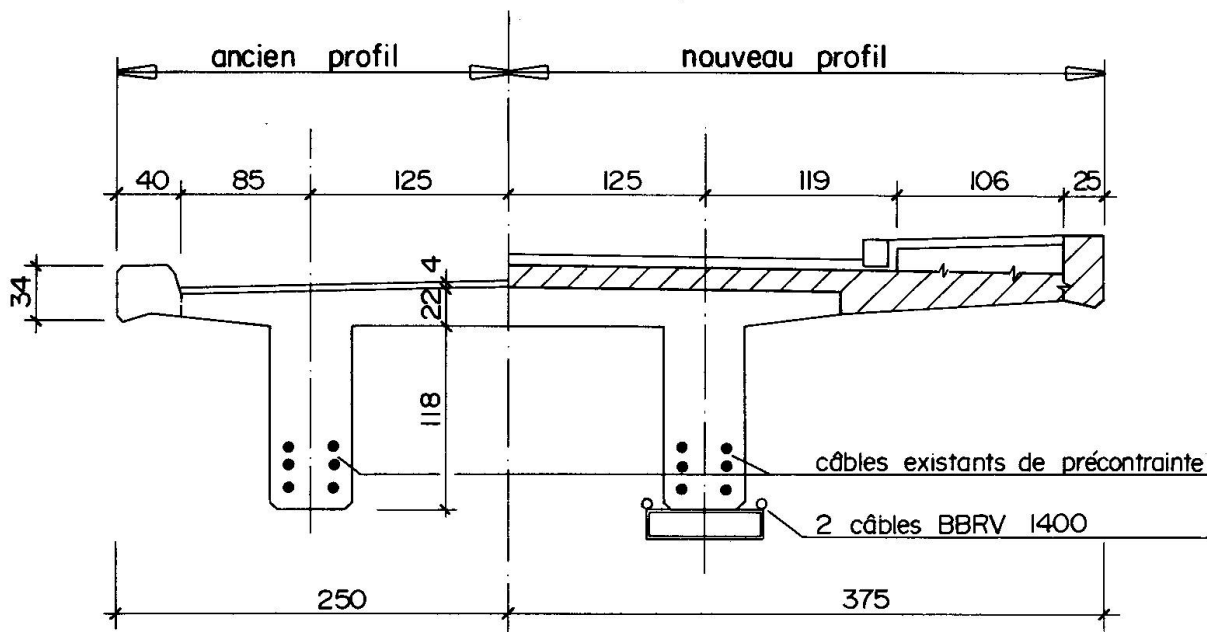


Fig. 2 Coupe transversale

4. CONSEQUENCES

Le système appliqué d'élargissement et de renforcement du pont par une "tension extérieure" a permis de respecter les délais d'exécution ainsi que le coût évalué.

A l'avenir, la mise en place extérieure de câbles de tension ne se limitera pas seulement au renforcement de ponts. La pose extérieure de câbles mis en tension permet à tout moment un examen de la qualité et du comportement, ce qui la différencie de la pose conventionnelle noyée et non contrôlable du système de câbles de précontrainte.

Un facteur important de sécurité est ainsi conféré à nos ouvrages d'art que sont les ponts.

"Wishbone Tree" Pipe Layout for Concrete Pumping

Nouveau procédé pour le pompage du béton

Neues Verfahren zum Pumpen von Beton

K. TANABE and S. TAKASE

Taisei Corporation
Tokyo, Japan

1. PREFACE

The new "Wishbone Tree Pipe (Bifurcating Pipe) Layout Method" for pumping concrete represents a breakthrough in concrete casting. It has solved all the problems inherent to conventional methods. The new method has been developed and used for the construction of inground liquefied natural gas (LNG) storage tanks, where concrete has to be cast downward through vertical pipes into tank walls and base slabs.

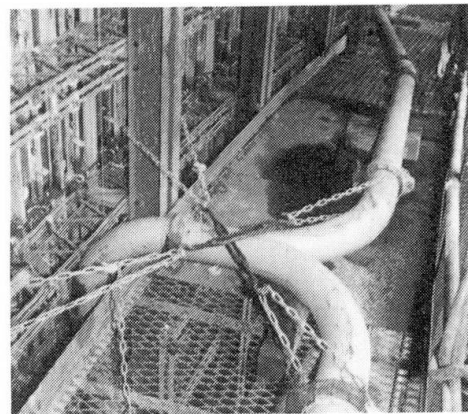


Photo 1 "Wishbone Tree Pipe"

2. CONCRETE PUMPING METHOD

Conventional methods for such construction work employ a single pipe for each pump outlet. The procedure is repeated for each casting lift, where disjuncting and rejoining of pipes is required. This previous method suffers several drawbacks: (1) The efficiency of concrete casting is impaired because of the interruption of about 30 minutes required for the disjuncting and re-joining of pipes. (2) Safety and working environment in the work area are problematic because during the disjuncting and rejoining operation the pipe members and residual concrete are in a state of disarray. (3) Cold joints are likely to form between the subsequent concrete lifts.

The new method employs a fixed positioning of the pipe systems, as illustrated in Fig.1. The pipe system originates at the pump outlet, bifurcates symmetrically at several steps

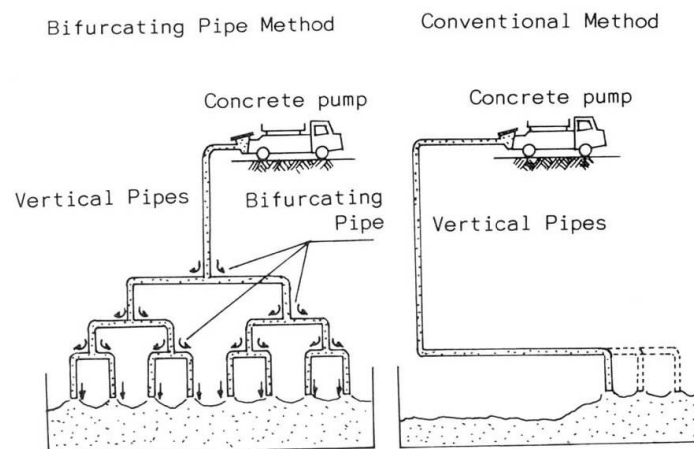


Fig. 1 Concept of concrete pumping



(Photo 1), and ends at multiple outlets, the number of which varies between 2 and 16, depending on the requirements. This method enables casting of monolithic concrete by concurrent and continuous casting operations.

3. EXAMPLE OF AN UNDERGROUND LNG STORAGE TANK

Actual pipe layouts for the casting of the walls and slab of an LNG tank are illustrated in Fig.2 and Photo 2.

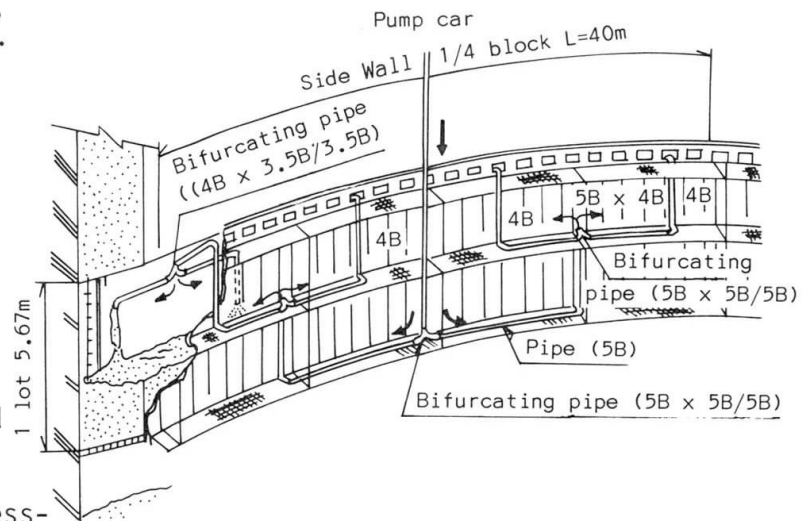


Fig. 2 Layout of pipes of wall

The concrete casting was successful. No pipe clogging occurred despite the adverse conditions of: (1) very lean mix proportion concrete to restrain hydration heat; and (2) downward casting with a maximum vertical descent of 40 m. A total volume of 15,000 cubic meters of base concrete, diameter 55 m and thickness 7 m, was placed continuously in 48 hours using only 6 pumps.

4. CONCLUSION

The favorable results experienced can be summarized as follows:

- (1) The casting capacity was increased by about 30% to 40%. The enhanced efficiency is attributed to (a) elimination of the operation of disjuncting and rejoining pipes, and (b) reduction of the casting and consolidation work load, both of which are a result of the new fixed concrete pipe outlets;
- (2) The quality of the concrete was improved by the elimination of cold joints;
- (3) Labor safety was improved by (a) reduction of the size of each work area, and elimination of the heavy labor previously required for disjuncting and rejoining pipes.

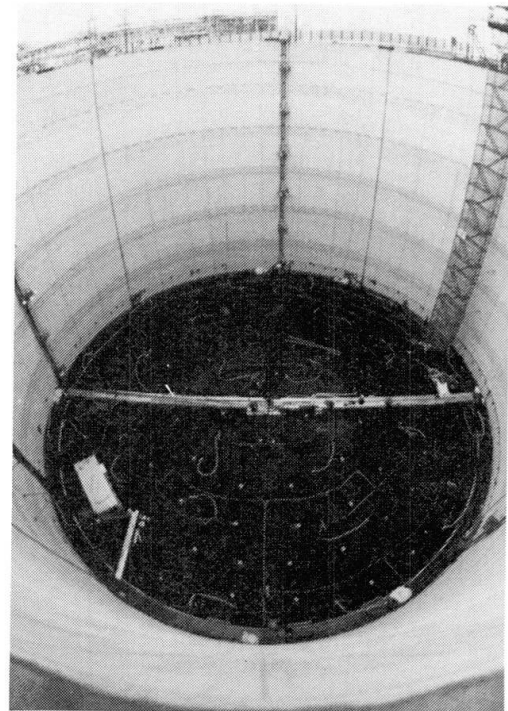


Photo 2 Layout of pipes on bottom slab



High-Quality Concrete Floors

Sols en béton de haute qualité

Betonböden von hoher Qualität

Yngve ALVARSSON

Technical Adviser

TREMIX AB,

Skärholmen, Sweden

How does it come that so many engineers/architects and end users are dissatisfied with their concrete floors today?

High maintenance costs, uneven surfaces and wide cracks are some of the quite common problems in factory floors all over the world. In a factory, the floor is the most important part of the whole building. The floor is always produced on site and normally with a new crew and/or new material. In other words the conditions are always changed from site to site. How the floor will look like and perform during its "lifetime" is depending on many factors but there are three major factors affecting the end result more than others.

These three factors are:

1. Concrete mix
2. Water-cement ratio in placed concrete
3. Production method

1. CONCRETE MIX

It is obvious that if you want to make a floor with some special features, you need a concrete mix that is suitable for the purpose of the finished product. You cannot just use the same concrete mix you are using for walls, foundations etc. if you want to make a really good floor. If you want low shrinkage, high wear resistance and limited curling, you have to take this into consideration already when you design the concrete mix. You need to specify the concrete mix for your floor.

Multibuilders (end users) are nowadays realizing that they will get the floor they are requesting only if they specify the floors production in details, from concrete mix design to how to place and execute the production of the floor at building site.



2. WHY IS THE W/C-RATIO IN PLACED CONCRETE SO IMPORTANT?

When the concrete mix is transported to the building site and placed in situ you need to vibrate the concrete with a poker vibrator for good compaction. You also need to use a surface vibrator in order to achieve right level and flatness of the floor.

Even if you had not vibrated the concrete at all you would find that a distribution of the components in the mix is taking place. Downwards goes heavier material like coarse aggregates and up goes water and fine sand. This means that you got a much higher water-cement ratio at the surface whereas that at the bottom will be slightly lower than the average w/c-ratio of the initial mix. This affects also the compressive strength of the surface. A design engineer is looking for a compressive strength at the surface of 300 kp/cm^2 , if he specifies that. But he will achieve only about 255 kp/cm^2 in the upper part because due to gravitation, heavier particles in the concrete will move towards bottom and fines and water to the surface. This happens without vacuum dewatering. In a vacuum dewatered floor, the water content is reduced and the quality of the concrete improves at least by 70 % and the compressive strength will be at least 435 kp/cm^2 . The "classical" test from the Hannover University shows also very clearly how vacuum treatment improves the compressive strength at top and bottom of a 200 mm thick slab.

Even more important is the effect of shrinking and curling. A "normal" floor with a high w/c-ratio at the top will curl. A vacuum treated floor will not show any curling at all because of a low w/c-ratio at the top.

3. PRODUCTION METHOD

Even if you have taken into consideration the first two factors you still can get a "bad" or an ordinary concrete floor, if the production method is not specified.

The production method is very important for good result and the contractor has to follow all instructions carefully step by step in order to achieve the optimum result.

This Swedish method is a rational method developed with one purpose in mind - to achieve the best possible concrete floor to a reasonable cost. The method is based on experience from thousands of building sites all over the world and it includes vacuum treatment of placed concrete which reduces the w/c-ratio to such a low level that you can step out on the concrete surface, check and adjust the level.



Heavy Duty Composite Material for Prestressing

Matériau composite pour la précontrainte

Vorspannung mit Hochleistungs-Verbundwerkstoff

Reinhard WOLFF

Dr. - Ing.

Strabag Bau-AG

Cologne, Fed. Rep. of Germany

Hans-Joachim MIESSELER

Dipl. - Ing.

Strabag Bau-AG

Cologne, Fed. Rep. of Germany

1. PRESTRESSING WITH COMPOSITES

Composite materials in the construction industry - for prestressed concrete and ground anchors - mark a new development in our technical world. Thorough research and development have enabled some promising applications of a modern material with very specific features.

By correct choice of fibers such as glass, carbon or aramide type together with a polyester or epoxy resin matrix, this material is extremely adaptable to widely varying demands. It is actually possible to compose new materials with high resistance to media; with a strength greater than steel; the elastic modulus can be set within wide ranging limit values. The material is very light and is electromagnetic neutral.

2. CONTROLLING WITH COMPOSITES

Great importance is today placed on the ability to detect, at an early stage, any sort of fault in a load-bearing structure. By integration of optical fibers into the composite material, the composite structure itself becomes controllable, that is to say an "intelligent load-bearing structure". The physical properties of the optical fibers allow the measurement of light transmission and reflection and thus facilitate the determination of stress limitations at any point.

3. PROTECTING WITH COMPOSITES

This new material is now available in bridge construction, where its high strength - comparable with the best prestressing steel -, corrosion resistance against water and salt, low elastic modulus and controllability through the integration of optical fiber sensors, makes it ideal.

3.1 First applications

Other than prestressing for the first time in the world, of a bridge subject to heaviest traffic - the roadbridge Ulenbergstrasse, Düsseldorf (FRG) - mast bracing using this material was carried out for military authorities already in 1980 whereby 150 individual rods between 1 m and 50 m long and having a diameter between 12 and 25 mm, were involved. At the same time, in 1980, Strabag also constructed the "Lünensche Gasse Brücke", a small bridge in the



north of Düsseldorf for the Roads, Bridge and Tunnel Authorities. This involved 12 tendons with varying anchor systems and non-composite prestressing. These 12 prestressing tendons were removed 5 years later in 1985 and made available to university institutes with a view to the upcoming Ulenbergstrasse project. Especially the so-called "grouted prestressing tendons" which we have developed to application stage showed excellent results.

3.2 Fire tests

Fire tests were carried out last year at the Technical University of Brunswick by Prof. Kordina, with the test reflecting the requirements of Ulenbergstrasse. This involved a 6 cm concrete cover to the conduits as minimum requirement in accordance with the "Additional Technical Requirements for Civil Engineering". The exposure resistance reached 105 minutes which falls into the fire class F90.

3.3 Further applications

Further projects are in preparation, e.g. a pedestrian bridge construction with external prestressing, and the application of the composite materials for soil anchorage. Meanwhile, in last October, new covers to the salt pits in the Bayer plant at Dormagen (FRG) were provided. Replacements of the previous covers type SLW 60, i.e. 60 tons truck load, became necessary due to heavy chloride attack in the past.

4. MATERIAL PRICE

The cost of the complete preassembly of the prestressing tendons for the Ulenbergstrasse project with the inclusion of bar material, manufacture of the anchor parts by hand, the preparation and execution of works for the production of the anchorage obviously cannot be compared with commonly used steel tendons. They also reflect investments for the preparation of technical concepts and expert opinions by competent scientists. Compared to the initial 400% of common production cost for steel tendons, the production price has meanwhile been reduced to approximately 200% for composite materials. Well equipped manufacturing plants with relevant production rates, allowing for economic output, will in the future enable a more competitive price, as opposed to steel on the basis of equal tensile strengths.



Concrete Beams Reinforced with Cold-Formed Steel Channel

Poutres en béton armées de profilés en acier

Betonbalken mit kaltverformten Stahlprofilen als Bewehrung

Muhammad R. KARIM
Senior Lecturer
Nanyang Technological Institute
Singapore

1. INTRODUCTION

An experimental research on strength and behaviour of steel concrete composite beams has been carried out at Nanyang Technological Institute, Singapore.

The first phase of investigation was on beams made of concrete and reinforced with mild steel lipped channel at the soffit level. Shear studs were used to enhance the bond between the concrete and the channel.

The broad objectives of this investigation are:

- ultimate load carrying capacity of the beams and their behaviour at collapse
- bond strength between the steel and concrete
- servicibility requirements in terms of deflection and cracking
- theoretical studies in respect of strength and behaviour of beams at servicibility limit state and ultimate limit state
- comparison of these new typed composite beams with similar conventional reinforced concrete beams
- to establish any design theory and principle that would be suitable for these types of composite beams

2. TEST AND RESULTS

2.1 Specimen and test arrangement

Details of a few test beams are shown in Figure 1 and the test arrangement is shown in Figure 2.

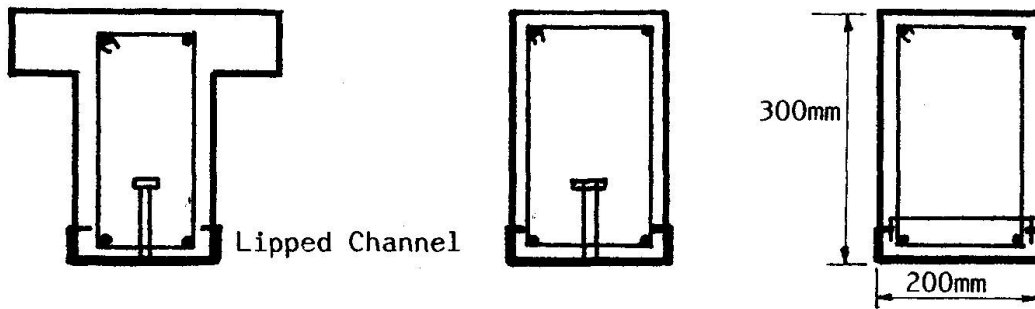


Figure 1 Cross-section of a few test beams

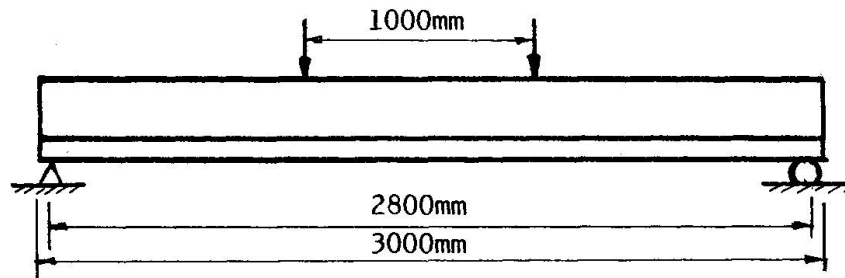


Figure 2 Loading arrangement of beams

2.2 Summary of Results

Tests have been carried out on 22 beams so far and results can be summarised as follows:

- The method of calculation of ultimate strength as developed for reinforced concrete (British Code BS 8110) can be applied for this sort of composite beam.
- The performance of the composite flange beams was found better than the composite rectangular beams.
- The ultimate load carrying capacity of composite reinforced concrete beams had shown almost 30% increase over conventional reinforced concrete beams of identical dimension.
- The stiffness of the composite reinforced concrete beams was observed to be much higher than similar r.c. beam and thus the deflection at working load was significantly low.
- A very good crack control was exhibited by the new composite beam. All cracks remain very fine up to the working load and were well within the limit specified by British Code BS 8110.

3. CONCLUSION

The significance of this investigation lies in the fact that this kind of composite beams can be used for short span structures such as multi-storey buildings. It is difficult to draw to a conclusion that this kind of composite beams will perform better than the similar reinforced concrete beams as only a limited number of tests have so far been done. The present investigation shows a promising result for these composite beams and more tests are necessary to establish the structural and economical viability of these beams. At Nanyang Technological Institute further tests are being carried out.

Unbonded Steel Tube Concrete

Tubes en acier remplis de béton

Stahlrohre mit Betonfüllung ohne Verbund

Takanori SATO

Research Engineer

Res. Inst. of Shimizu Construction Co., Ltd.

Tokyo, Japan

Yoshihiro ORITO

Research Engineer

Nuclear Dep. of Shimizu Construction Co., Ltd.

Tokyo, Japan

Nobuyuki TANAKA

Research Engineer

Res. Inst. of Shimizu Construction Co., Ltd.

Tokyo, Japan

Yasushi WATANABE

Design Engineer

Design Dep. of Shimizu Construction Co., Ltd.

Tokyo, Japan

1. INTRODUCTION

The structure has been developed to apply to structural members subjected to large axial force such as the columns of highrise buildings, the columns of multistoried large span structures, the main poles of suspension bridges or the supports of underground structures. This is a new structural form, which is different in axial force supporting mechanism from conventional reinforced concrete (RC) or from steel reinforced concrete (SRC). The structure is constructed in such a way that a thin frictionless material (asphalt layer of 0.2mm thick) is applied to the inner surface of the cylindrical steel tube in which concrete is filled. The structure is named as "Unbonded Steel Tube Concrete" (UTC). This paper describes the principle and composition of the UTC and the outline of results of various tests.

2. PRINCIPLE OF UTC

In the UTC, axial force (N) is supported only by the filled concrete sections, and at the time axial stress $s_{\theta z}$ is generated in the steel tube as less as possible thanks to the frictionless material and only the restraining effect by circumferential stress $s_{\theta\theta}$ is expected. Bending moment (M) and shearing force (Q) are supported by both sections of the steel tube and filled concrete, similar to other structural forms. The comparison on the supporting mechanism of axial force (N) is shown in Figure-1. The stress conditions under combined force, when compared with that of bonded steel tube concrete (BTC) as a representative of other structural forms, are shown in Figure-2. On the assumption that the filled concrete is not failed as far as the steel tube is not failed, the design strength depends on the local yield or buckling of the steel tube. It is apparent from Figure-2 that the UTC has larger strength in bending moment (M) than the BTC, as axial force N becomes larger.

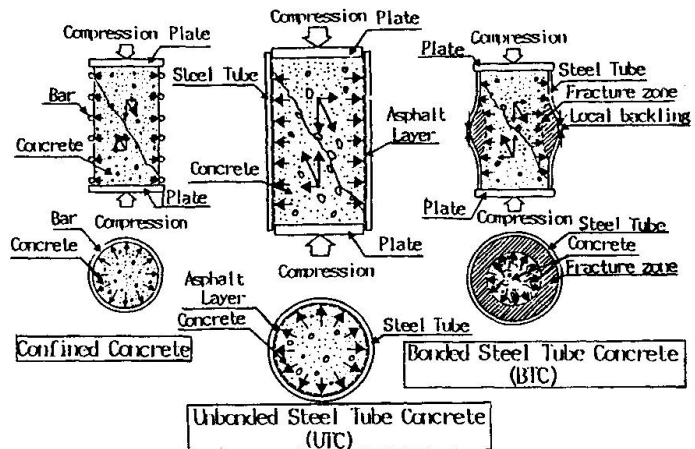


Fig.-1 Mechanism of UTC and Relative Forms

External Loads	$\begin{matrix} \uparrow N \\ \\ \downarrow N \end{matrix} + \begin{matrix} \curvearrowright M \\ \\ \curvearrowleft M \end{matrix} = \begin{matrix} \uparrow N \\ \\ \downarrow N \end{matrix} + \begin{matrix} \curvearrowright M \\ \\ \curvearrowleft M \end{matrix}$	Yielding Condition
UTC	$\begin{matrix} \text{Hoop Tension} \\ c_{\theta z} \quad s_{\theta\theta} \end{matrix} + \begin{matrix} s_{\theta z} \\ c_{\theta z} \end{matrix} = \begin{matrix} s_{\theta z} \\ s_{\theta\theta} \end{matrix}$	$\sqrt{s_{\theta z}^2 + s_{\theta\theta}^2} - s_{\theta z} \cdot s_{\theta\theta} = f_y$ (Von-Mises Criterion) Gradually in Both Fibers
BTC	$\begin{matrix} \text{Only Concrete} \\ c_{\theta z} \end{matrix} + \begin{matrix} \text{Concrete and Steel} \\ c_{\theta z} \end{matrix} = \begin{matrix} s_{\theta z} \\ c_{\theta z} \end{matrix}$	$s_{\theta z} = f_y$ Concentratedly in Compression Fiber

Fig.-2 Stress Condition under Combined Force



3. BEAM-COLUMN JOINT

The 3 types shown in Figure-3 are considered as a joint of the UTC column with beam in building structures. Type A is expected to improve the strength of N, M, Q, type B and C improve only N.

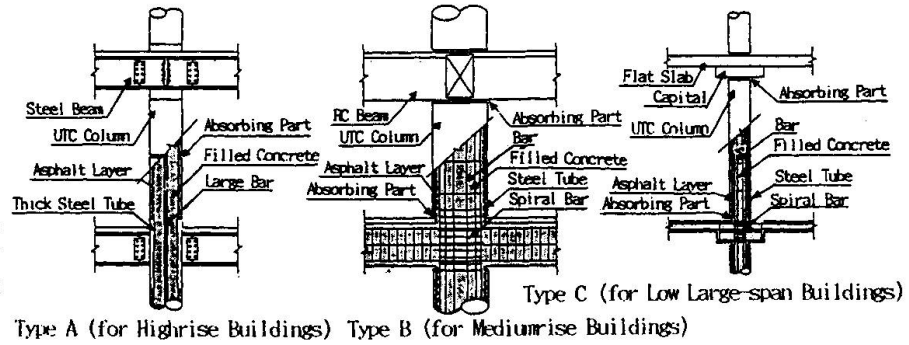


Fig.-3 Detail of Beam-Column Joint

4. OUTLINE OF RESULTS OF VARIOUS TESTS

4.1 Concentric compression test

A concentric compression test is carried out for 3 kinds of specimens U, B and R of which the UTC, the BTC and the positioning between the 2 are simulated respectively ($\phi 114 \times 600 \text{mm}$). In specimen R a frictionless material is not applied but force is loaded only to filled concrete section. As shown in Figure-4, specimen U has yielding strength N_y approximately 30% higher than specimen B, and having sufficient toughness. Specimen R is between them. The frictionless material effect is confirmed.

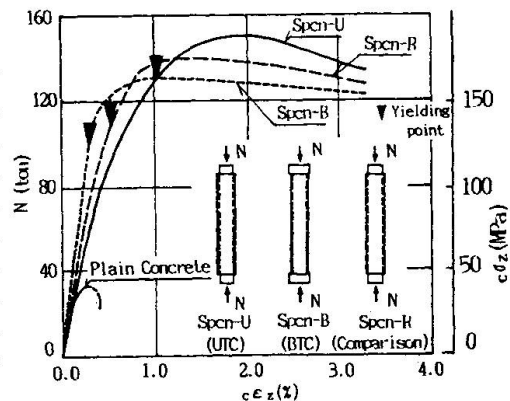


Fig.-4 Concentric Compression Test

4.2 Bending test

To compare the UTC and the BTC ($\phi 216 \times 1500 \text{mm}$), load is added to bend at constant axial force N . As shown in Figure-5, yielding bending strength P_y of the UTC is approximately twice that of the BTC. The difference depends on the intensity of constant axial force N . This is also understood from Figure-2. However, maximum bending strength P_u is almost equal, and has sufficient toughness.

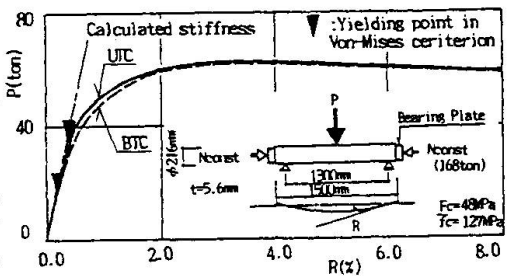


Fig.-5 Bending Test

4.3 Shear test

Even if the steel pipe and filled concrete are not bonded as in UTC, it is made clear experimentally ($\phi 216 \times 2800 \text{mm}$) and analytically that shear transfer occurs between them by side pressure distribution, as shown in Figure-6.

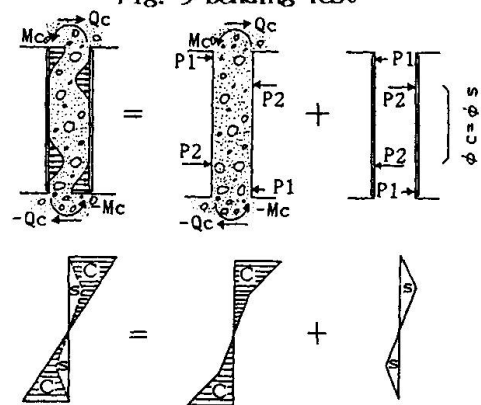


Fig.-6 Shear Transfer Mechanism

5. SUMMARY

"Unbonded Steel Tube Concrete" (UTC) which is different from other structural forms (RC and SRC) is proposed and in order to apply it to actual structures, various tests are carried out and described the outline of them.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to acknowledge their helps and advices of Professor Kazuo Suzuki of Osaka University and Professor Hiroyuki Aoyama of Tokyo University.

REFERENCES

- (1) Y. Orito et al; "Study on Unbonded Steel Tube Concrete", Conference on Composite Construction by Engineering Foundation 1987.6 New Hampshire

Höchbewerte Stahlbeton-Stützen aus Schleuderbeton

Colonnes en béton centrifugé très fortement armé

Very High Reinforced Spun Concrete Columns

Erich BACSA

Dipl. Bauingenieur SIA/Oe IAV

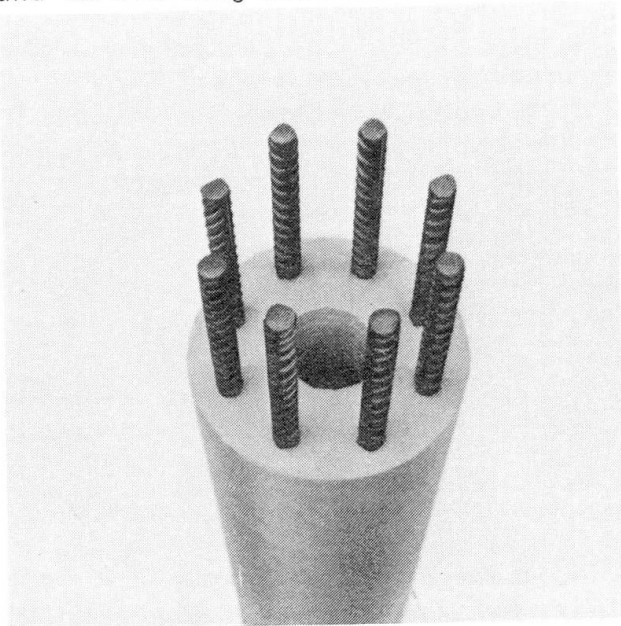
Bacsa-Consulting

Binz, Schweiz

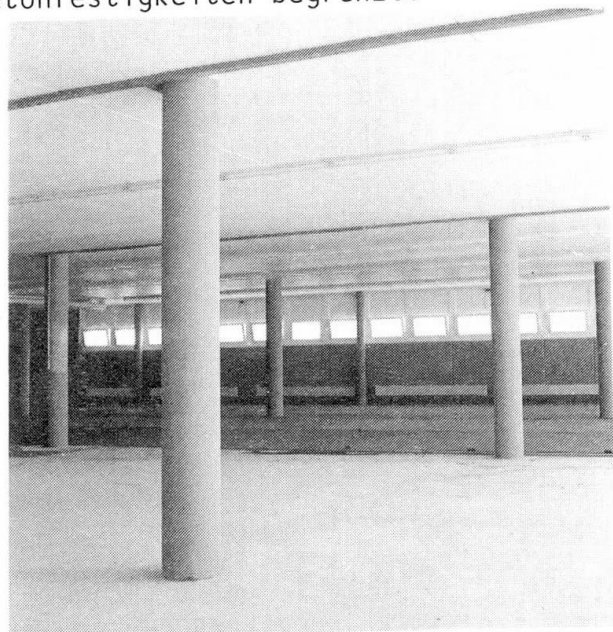
Bei der Konstruktion von Parkhäusern, Bürohochbauten und Geschäftshäusern aus Stahlbeton werden immer mehr unterzuglose Flachdecken relativ grosser Spannweiten auf möglichst schlanken Stützen bevorzugt.

Diese Konstruktionsart folgt somit dem Beispiel des Stahlbaues, bei dem ausser einem stabilisierenden Kern alle Innen- und Aussenwände nichttragend ausgebildet und die Vertikallasten durch hoch beanspruchte Stützen abgetragen werden. Nebst der Tragsicherheit ist eine entsprechende Brandsicherheit der Stützen erforderlich.

Stahlbetonstützen weisen von Natur aus eine sehr hohe Brandsicherheit auf. An Ort oder auf herkömmliche Weise im Werk hergestellte Stahlbetonstützen haben aber den Nachteil, dass sich bei hohen Lasten relativ grosse Querschnittsabmessungen ergeben. Der maximale Bewehrungsgehalt konventionell hergestellter Stützen ist durch die Möglichkeit der Betoneinbringung und Verdichtung sowie der erzielbaren Betonfestigkeiten begrenzt.



Figur 1



Figur 2



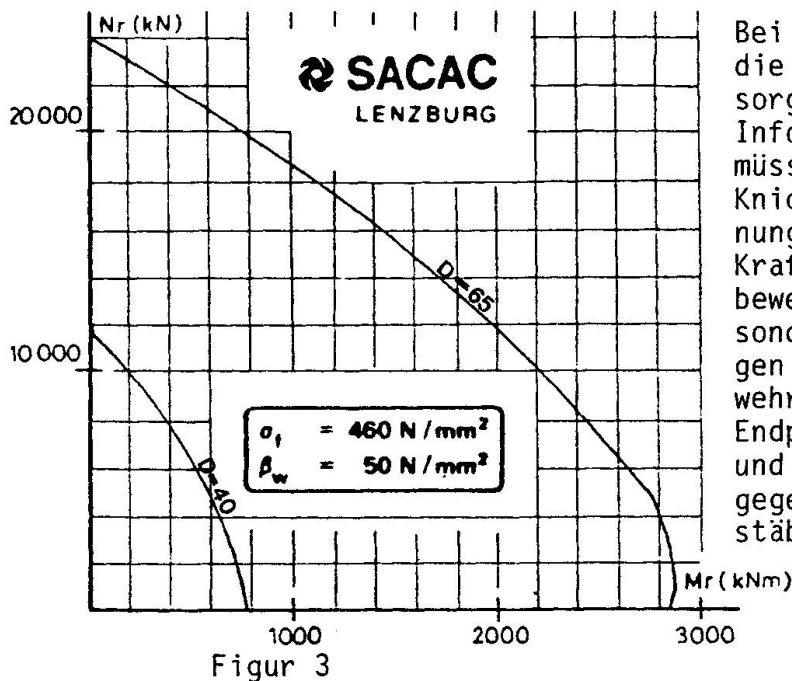
Das Schleuderbetonverfahren erlaubt aber die Herstellung von vorgefertigten Stützen mit sehr hohen Tragfähigkeiten, da durch das Zentrifugieren auch bei engliedender Bewehrung und Bewehrungsgehalten bis 20 % Betondruckfestigkeiten von 60 bis 70 N/mm² erreicht werden können.

Beim Schleuderverfahren werden durch Rotation um die Längsachse hochfeste Betonstützen mit zentrischsymmetrischen Querschnitten hergestellt. Die dabei erzeugten Zentrifugalbeschleunigungen von ca. 30 bis 40 g führen zu einem hochverdichteten Beton mit einer äusserst harten, porenarmen, marmorähnlichen Oberfläche.

Dieses Verfahren wird seit Jahrzehnten zur Herstellung von Leitungsmasten angewendet.

Schleuderbeton ist äusserst alterungsbeständig. So haben statistische Untersuchungen an stark beanspruchten Schleuderbetonmasten für Hochspannungsleitungen gezeigt, dass auch bei aggressiven Umweltbedingungen die Karbonatisierung nach 30 Jahren höchstens in 2 bis 3 mm Tiefe vorgedrungen ist.

Das Schleuderbetonverfahren ist ein hochtechnisches Herstellungsverfahren, das grosse Anforderungen an die Betontechnologie stellt.



Bei Schleuderbetonstützen müssen die Sicherheitsnachweise sehr sorgfältig durchgeführt werden. Infolge der grossen Schlankheit müssen schon bei bescheidenen Knicklängen Nachweise II. Ordnung geführt werden. Für die Krafteinleitung in die Längsbewehrung der Stützen sind besondere konstruktive Vorkehrungen erforderlich. Bei hohen Bewehrungsgehalten werden z. B. Endplatten aus Stahl eingebaut und eine starke Spiralbewehrung gegen das Ausknicken der Längsstäbe vorgesehen.

Beispiele für Querschnitt-Gebrauchslast-Verhältnisse:

- Durchmesser 20 cm, Knicklänge 220 cm: $P_{zul} = 780 \text{ KN}$
- Durchmesser 40 cm, Knicklänge 300 cm: $P_{zul} = 5'350 \text{ KN}$
- Durchmesser 65 cm, Knicklänge 500 cm: $P_{zul} = 12'000 \text{ KN}$

Dieses in der Schweiz bei der Firma SACAC seit langem erprobte, durch moderne elektronische Berechnungsmethoden und Grossversuche untermauerte Verfahren ermöglicht die Konstruktion sehr schlanker und sehr hochbeanspruchter vorgefertigter Stützen, die sich bei Ingenieuren und Architekten auch wegen der kurzen Bauzeit immer grösserer Beliebtheit erfreuen.

New Arch Construction Technique

Un nouveau mode de construction des voûtes

Neue Bauweise für Bogenbrücken

Clive MELBOURNE

Senior Lecturer

Bolton Inst. of higher education

Bolton, UK

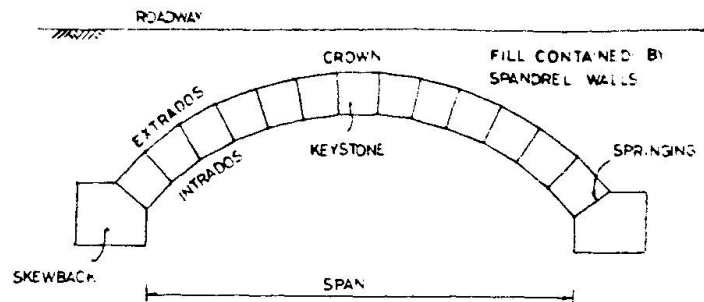
1. INTRODUCTION

The majority of the world's stock of arches are constructed of brick or stone and have stood for hundreds of years. They have shown themselves to be durable structures, capable of carrying loads very much greater than those envisaged by their designers.

The Department of Transport and the Science and Engineering Research Council are funding a nationwide research programme to study the performance of arch bridges. The Bolton Institute of Higher Education is one of the centres contributing to the research programme. In the course of his research, the author has developed a new arch construction technique.

2. DEVELOPMENT OF NEW TECHNIQUE

Consideration was given to the feasibility of producing arches using mass concrete. The first model was constructed using plastic sheeting 1mm thick which was cut to shape and glued together to form through thickness crack inducers (Figure 1)



(A) PARTS OF A MASONRY ARCH BRIDGE

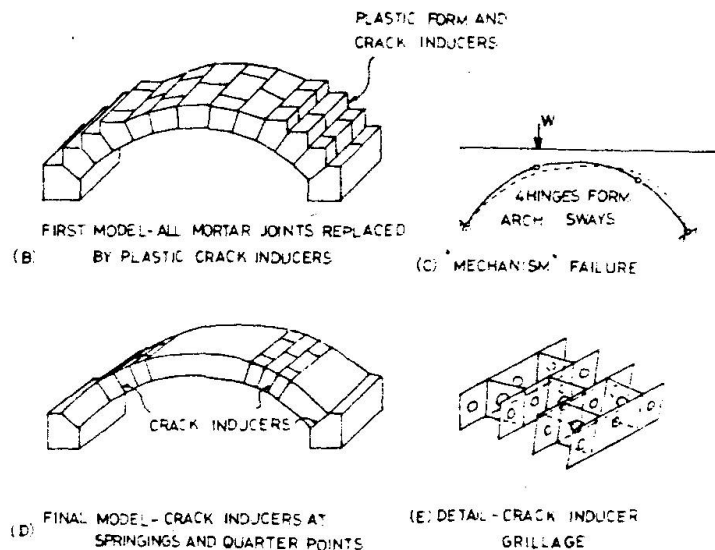


FIGURE 1 DEVELOPMENT OF CONSTRUCTION TECHNIQUE



These were positioned against the skewbacks. Subsequent crack inducers were installed with diaphragms. The latter acted as both stiffeners and spacers. The whole procedure was repeated until the entire soffit shutter was covered with crack inducers in a pattern similar to the joints in a stone voussoir arch. The stepped shutter arrangement allowed concrete to be placed without a top shutter - even at the springings. Subsequent testing of the arch showed that it performed in a similar manner to a voussoir arch, forming four hinges at collapse. The hinges occurred at the springings and in the region of the quarterpoints.

The construction technique was simplified to make it viable for full scale bridges. The crack inducers were restricted to the springings and quarterpoints. A simple procedure was followed as shown in Figure 2.

A series of tests were performed in the laboratory using various shapes of arch. In each case, the performance was similar to that of a voussoir arch.

3. PROTOTYPES

Two bridges have been constructed satisfactorily using the technique. Although they were relatively small with spans of 2.8m and 10.2m respectively. They have shown the method is viable for full scale construction. Both bridges have received SERC awards to be instrumented and tested. In each case the bridges performed well.

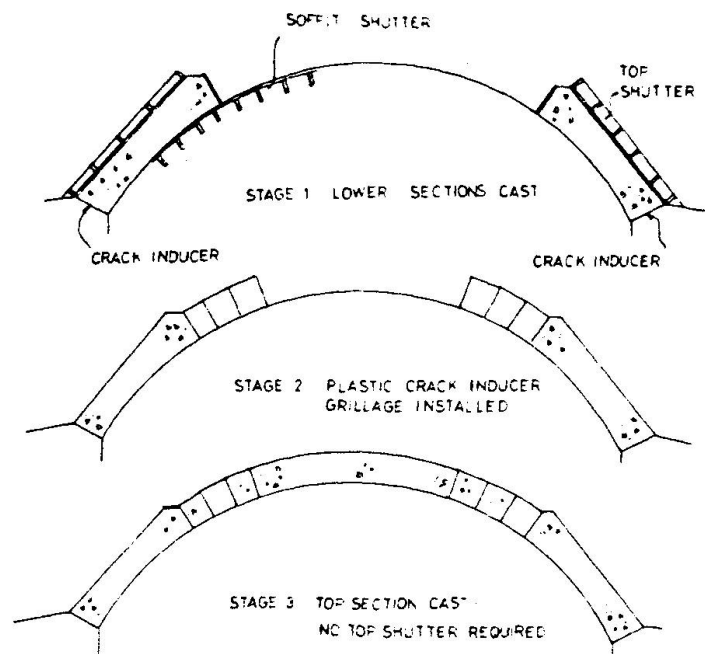


FIGURE 2 CONSTRUCTION SEQUENCE

4. CONCLUSIONS

The construction technique has many advantages over that of its equivalent reinforced concrete arch:

- (1) it is potentially more durable as there is no reinforcement to corrode;
- (2) it is simple and quick to construct;
- (3) the analysis and design are straightforward which makes design details simple and hence contract drawings minimal;
- (4) Voussoir arches are less sensitive to thermal, shrinkage and settlement movements. The articulation of the voussoirs allows the stresses to redistribute without loss of structural integrity.



Sliding Without Using Temporary Bridges

Einschieben ohne Hilfsbrücken

Glisser sans ponts provisoires

J.C. KUIPER

Civil Eng.

Dutch Railway Company

Utrecht, The Netherlands

The Dutch Railway Company (NS) developed a new building method for underpasses. This method does not use temporary emergency bridges.

This building method has three advantages:

- 1) No long-continued slow running.
- 2) No reservation, planning, renting, maintenance of temporary emergency bridges.
- 3) Only one "big night's work", instead of two or three nights.

Characteristic of this method is sliding the definite reinforced concrete slab, on sliding beams which are fitted -just in the sliding night- on temporary piles. These piles are driven in steel casings. These casings are brought in by vibrating, just next to the railway tracks. The casing makes it possible to finish the pile head during (train) operation.

The definite concrete slab ITSELF is used as a kind of temporary bridge, under which the rest of the underpass can be completed.

Sheet-piles (below the tracks combined with horizontal wooden beams) are used to stem the soil during the excavation.

After the bottom slab and the walls are concreted and hardened, the construction is completed by making concrete connections between walls and slab.

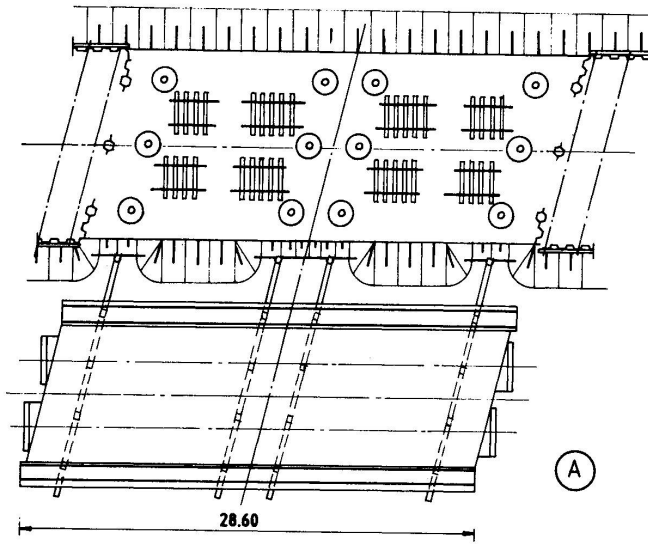
This method has been used several times successfully in the Netherlands for high-ways crossing railways by underpasses.

The method is explained in [1] with the help of a practical example. See also next page.

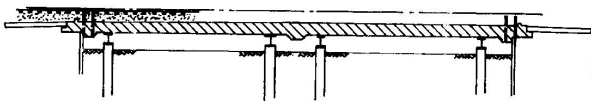
In 1985 the first application of this building method received an honourable mention within the framework of the Dutch "Betonprijs" ("Concrete Award").

REFERENCES

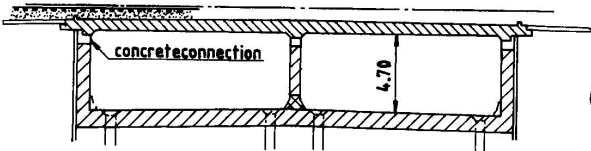
- [1] KUIPER J.C., Schuiven zonder hulpbruggen. CEMENT, November 1984



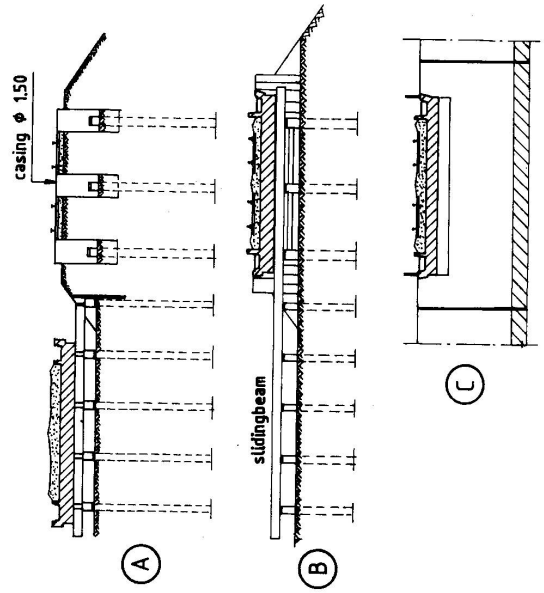
(A)



(B)



(C)



- A Situation just before sliding
- B Situation after sliding
- C Finished construction

SLIDING WITHOUT USING TEMPORARY BRIDGES



La Cherbourgeoise, solution innovante

"Cherbourgeoise", an Innovating Solution

"Cherbourgeoise", eine neuartige Lösung

Michel BAUCHOT

Ingénieur Ponts & Chaussées
Chef Arrondissement Spécial
DDE - Cherbourg, France

Jean-Pierre FELIX

Chef Division Ouvrages d'Art
CETE - Rouen, France

Jean-Louis ARNAUDON

Directeur de Production G.C.
Quille - Rouen, France
Jean-Claude FERTE
Conseiller Scientifique
Quille - Rouen, France

1. GENERALITÉS

La Communauté Urbaine de Cherbourg (C.U.C.) a lancé en 1985 un appel d'offre portant sur la construction des ouvrages de la Rocade en pied de colline qui constitue un des maillons de la Rocade Est-Ouest d'évitement du centre de Cherbourg. Dans cette zone la Rocade longe une voie ferrée en déblai. Les ouvrages se composaient d'un viaduc d'une longueur de 320 mètres constitué par une double dalle en béton précontraint d'une portée moyenne de 20 mètres reposant sur des piles-portiques fondées de part et d'autre de la voie ferrée sur pieux forés, viaduc prolongé par des remblais entre murs de soutènement classiques sur 260 mètres, d'un ouvrage courant du type portique et de deux passages souterrains à gabarit réduit de 200 mètres environ.

L'Entreprise Quille a proposé une solution originale très économique, remplaçant le viaduc par un soutènement particulier, solution sur laquelle s'est porté le choix de la C.U.C.

2. DESCRIPTION DE LA "CHERBOURGEOISE"

Il s'agit de soutènements entièrement préfabriqués conçus sous forme de poteaux, de voutains et de poutres de couronnement.

Un dispositif par clavage permet d'encastrier les poteaux préfabriqués sur la tête des fondations coulées en place (semelle ou puits). Les poteaux sont rainurés latéralement pour enfiler les voutains, un matage assurant la liaison poteaux/voutain. La poutre de couronnement préfabriquée est ensuite posée pour assurer les continuités transversale et longitudinale et éventuellement la pose des barrières de sécurité. Une traverse supérieure peut relier deux murs opposés pour former un ouvrage du type portique. Dans le cas de trémies, des butons supérieurs préfabriqués permettent d'ancrer les poteaux en tête.

3. ADAPTATION DE LA "CHERBOURGEOISE" AU SITE DE LA ROCADE PIED DE COLLINE

Les soutènements "Cherbourgeoise" ont été construits le long de la voie ferrée. L'espace compris entre les talus latéraux de la voie ferrée en déblai et la "cherbourgeoise" ont ainsi pu être remblayés et permettre à la Rocade Pied de Colline de passer de part et d'autre de la voie ferrée.

La solution proposée a permis de fabriquer, hors chantier, l'ensemble des éléments et donc de se libérer en grande partie des contraintes de circulation ferroviaire et d'améliorer la sécurité globale du chantier. Un train travaux apportait les éléments préfabriqués avec libération de la voie à chaque passage de convoi ferroviaire.



La présence des voutains a permis de satisfaire la S.N.C.F. quant aux niches de sécurité pour le personnel d'entretien de la voie.

Selon les zones, les poteaux sont ancrés en tête, soit :

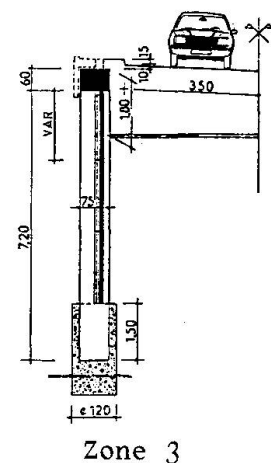
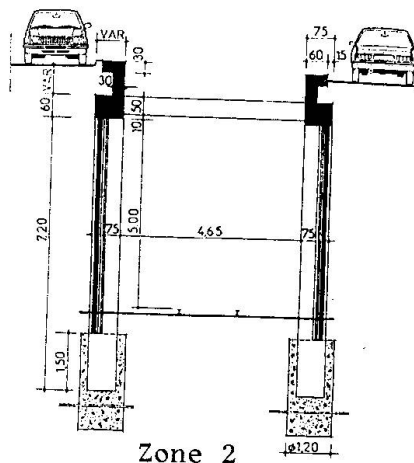
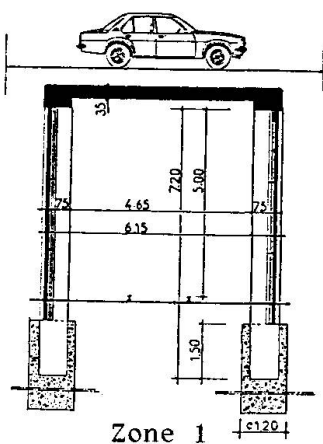
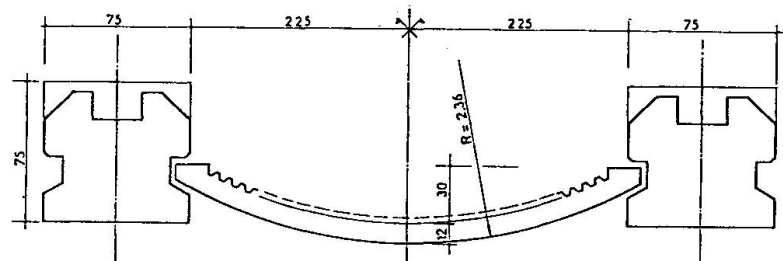
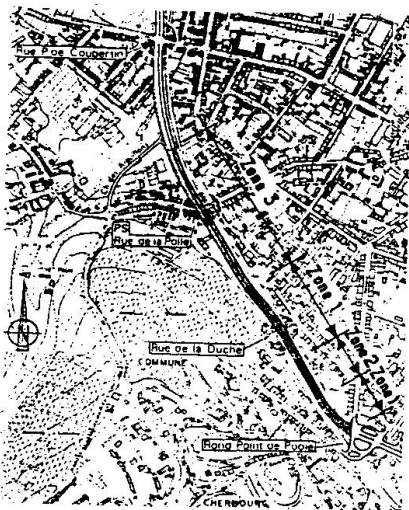
- zone 1 (longueur 60+140 m) : par une dalle pour former un portique (franchissement de la voie ferrée par la chaussée routière) avec dalles de transition en cas d'épaisseur insuffisante de la chaussée (moins de 90 cm)
- zone 2 (longueur 100 m) : par des butons (quand les chaussées sont de part et d'autre de la voie ferrée) permettant la ventilation et l'éclairage naturel des voies ferrées
- zone 3 (longueur 285 m) : par des tirants passifs (les chaussées sont en totalité d'un côté de la voie ferrée).

4. PREFABRICATION

Elle a concerné 348 poteaux d'environ 7 m, 32 butons, 890 voutains et 310 éléments de poutres de couronnement.

4. INTERVENANTS

Maître d'Ouvrage : Communauté Urbaine de Cherbourg
 Maître d'Oeuvre : D.D.E. Manche - Arrondissement Spécial Cherbourg
 Bureau d'Etudes avant-projet et de Contrôle : CETE de Rouen
 Architecte : Monsieur FRALEU
 Bureau d'Etude conception et exécution : QUILLE
 Entreprise : QUILLE





Aqueduc sur le canal de Jonage à Lyon

Acqueduct across the Channel of Jonage in Lyon

Aquädukt über den Kanal von Jonage in Lyon

A. PALACCI

Ing. Civil

G.T.M. Batiment et Travaux publics

Marseille, France

1. OBJET DE L'OUVRAGE

L'ouvrage doit permettre le franchissement du canal de Jonage à Lyon par deux canalisations d'eau potable de diamètre 1,20 m.

2. CHOIX DE LA SOLUTION

La présence d'un pont routier, le pont de la Sucrerie, et la prise en compte d'un futur gabarit de navigation ont imposé la position des 2 appuis en rivière et la portée principale.

La faible hauteur disponible pour le tablier entre le profil en long des tuyaux et le gabarit de navigation a conduit, compte tenu de la portée, à retenir la solution du haubanage.

3. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES

Les caractéristiques principales de l'ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale : 128m.
- Trois travées de portées : 31 - 66 - 31 m.
- Tablier en béton précontraint à section rectangulaire 3,00 x 1,60 m.
- Hauteur des pylônes : 32,50 m depuis les semelles,
22,00 m depuis le tablier.
- Fondation des pylônes sur 4 pieux de diamètre 1,50 m.
- Précontrainte du tablier : 4 à 6 armatures S.E.E.E. FUC 12-600.
- Haubans : 2 x 10 armatures S.E.E.E. FU 12-600 ancrées dans l'axe sous le tablier.
- Gaines : en polyéthylène à haute densité, injectées au coulis de ciment.
- Des fourreaux métalliques sont prévus dans le pylône pour la déviation des haubans. Un double tubage au travers du tablier et une injection à la graisse près des ancrages permet une remise à tension éventuelle des haubans.

4. MAITRE D'OEUVRE ET ENTREPRISE

L'ouvrage a été réalisé par l'agence de Lyon des G.T.M.B.T.P., entre Mars 1985 et Mai 1986, pour le compte de la COURLY et étudié par le bureau d'études de G.T.M.B.T.P. à MARSEILLE.



5. MODE D'EXECUTION

5.1. Tablier

Le tablier a été réalisé sur la rive, par tronçons de longueur variable de 14 à 23 m et mis en place par poussage.

La portée maximale au poussage étant de 22 m, compte tenu d'un avant-bec de 14,70 m, il a été nécessaire de prévoir, outre les appuis définitifs, 4 palées provisoires métalliques haubanées.

Les armatures de précontrainte sont mises en place lors de l'exécution de chaque tronçon, la mise en tension intervenant avant le poussage. Les armatures sont couplées dans chaque section de reprise.

Le tablier repose sur des néoprènes au niveau des appuis définitifs et il est prévu des cales anti-soulèvement pour la circonstance exceptionnelle où les 2 tuyaux sont vides. C'est le cas en fin d'exécution.

5.2. Haubanage

Les gaines et les haubans ont été supportés et positionnés grâce à un échafaudage tubulaire.

Le poussage et le pylône étant terminés, les haubans ont été mis en tension alternativement d'un côté et de l'autre en commençant par les plus proches des pylônes, pour terminer par les plus éloignés.

La mise en place des haubans et des ancrages a été facilitée par le principe du système S.E.E.E. à filages unitaires, ce système facilitant également les opérations de remise en tension.

6. METHODES ET HYPOTHESES DE CALCUL

6.1. Généralités

Le calcul a été effectué selon l'Instruction Provisoire n°1 et certaines clauses propres aux ponts à haubans.

6.2. Cas de charges élémentaires envisagés

- Au poussage : - poids propre du tablier (6,9 t/ml),
- gradient thermique de 5° C.
- En service : - poids propre du tablier (7,1 t/ml),
- 0,1 ou 2 tuyaux pleins (2,3 t/ml),
- variation de température dans le tablier 20° C,
- variation de température dans les haubans 25° C,
- raccourcissement relatif retrait-fluage : 5×10^{-4}
- enlèvement complet d'un hauban dans le cas d'un tuyau plein,
- surcharge de service à répartition défavorable : 0,3 t/m,
- gradient thermique de 5° C dans le tablier.

Combinaisons : ce sont les combinaisons les plus défavorables de ces cas de charges élémentaires vis-à-vis de l'enveloppe des contraintes.

6.3. Contraintes et tensions admissibles en service

- Tension admissible pour les haubans : $0,42 \times A \times R_g = 129 \text{ t}$,
- Pas de traction autorisée pour les cas de remplissage de 1 ou 2 tuyaux,
- 1,5 MPa de traction autorisée pour le cas exceptionnel où les 2 tuyaux sont vides.

La construction du pont de Trelins

Construction of Trelins Bridge

Bau der Brücke von Trelins

Michel PLACIDI

Ing. en chef

DTP

La Défense, France

J. MOSSOT

Ingénieur

DTP

La Défense, France

Michel VIRLOGEUX

I.C.P.C.

SETRA

Bagneux, France

Bernard BOUVY

Ingénieur

CETE de Lyon

Lyon, France

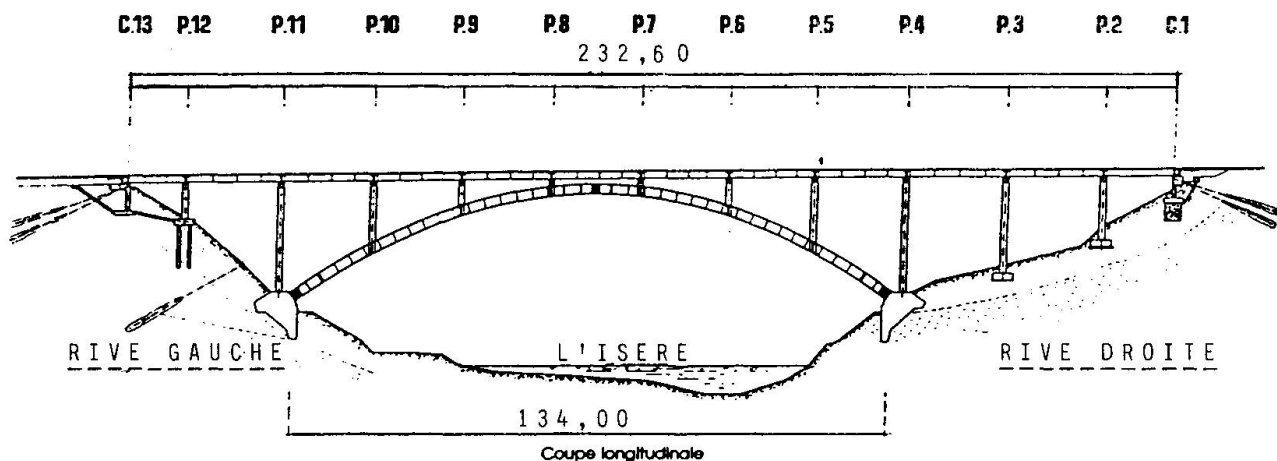
Patrick DIENY

I.T.P.E.

DDE Isère

Grenoble, France

Le pont de TRELINS comporte un tablier de 232,60 m de longueur appuyé sur deux culées, quatre piles à terre et sur un arc de 134 m d'ouverture par l'intermédiaire de six pilettes.



L'arc en béton armé est articulé à ses naissances (articulations Freyssinet) et coulé en place, en équipage mobile, la stabilité étant assurée par un système de haubanage provisoire. Les haubans (câbles de précontrainte) sont ancrés dans les chevêtres des têtes de piles de façon à ne pas nécessiter la mise en oeuvre d'un mat provisoire pour améliorer leur rendement. Les têtes de piles correspondantes sont liées aux culées par des dispositifs de tirant-butons (tubes métalliques précontraints), ces dernières étant maintenues par des tirants d'ancrage précontraints scellés dans le terrain.

Après mise en tension des haubans la stabilité est assurée simplement par des modifications de tension dans les tirant-butons. Pour le clavage de l'arc, l'opération de détension des haubans est réalisée en phase isostatique par mise en oeuvre d'une articulation à la clé. En phase finale, le joint de clavage est bétonné, mais la compensation sera toujours possible au cours de la vie de l'ouvrage.



Après construction des pilettes sur l'arc, on procède à la mise en place du tablier. Il s'agit d'une dalle à deux nervures en béton précontraint dont les portées sont d'environ 20 mètres. Le tablier est réalisé sur une aire de préfabrication de 60 m de longueur, en rive gauche, puis poussé en place suivant une technique traditionnelle. La dissymétrie du chargement longitudinal de l'arc engendrée par le poussage est compensée par la remise en tension de certains haubans provisoires.

Les études d'exécution ont nécessité des calculs très importants soit pour la construction de l'arc (fonctionnement de l'ensemble du haubanage), soit pour l'étude du poussage sur l'arc (influence des déformations de l'arc et des phénomènes thermiques).

L'intérêt de construire un arc articulé aux naissances a pu ainsi être mis en évidence. Le chantier s'est déroulé sans incident notable.



Discrete Prestressing of Structures through Local Moments

Précontrainte discrète des structures par des moments locaux

Diskrete Vorspannung der Tragstruktur durch Lokale Momente

Mircea MIHAILESCU, Ioan POPA, Ioan TANASOIU

Polytechnic Institute of Cluj-Napoca, Romania

Dan MIHAILESCU

Industrial Building and Repairing Contractor, Cnesti, Romania

1. INTRODUCTION

For attaining more efficiency in the structural design, among others, the discreteness idea of solid continuum has appeared, as one of the most fruitful, for both theoretical approach and physical achievement. So there is to underline the convenient match, between the precast erection of structures and their analysis by finite method. An active step in order to profit of the discreteness concept it might be, the improvement of the structural bearing capacity by introducing favourable couples through prestressing.

2. SOME EXAMPLES OF DISCRETE PRESTRESSING

Fig. 1 shows a large span frame made of precast and prestressed linear elements; the joinings between column and beam segments are performed by prestressing high tensile bolts, able to introduce locally, advantageous positive moments.

Meanwhile, at the frame crown, a staying cable system, prestressed by a central screw, ensures the connection between the frame elements bringing also favourable negative moments in the near zone.

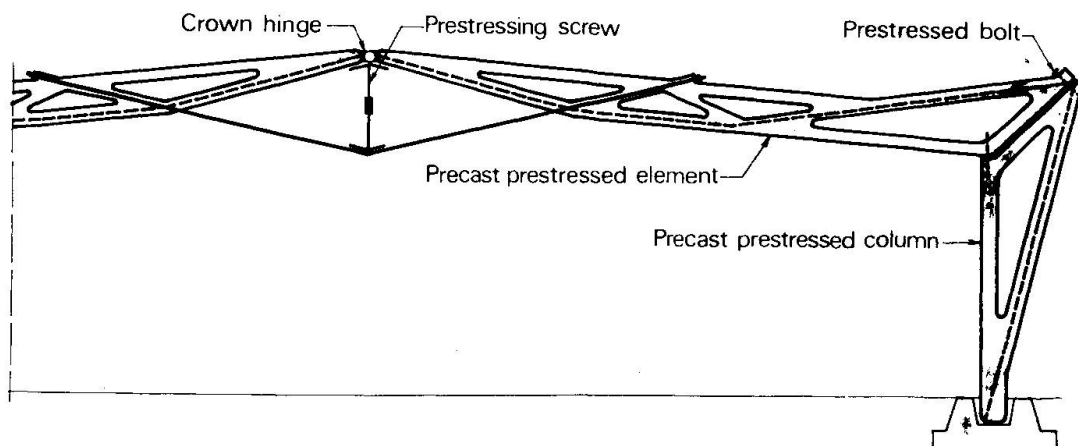


Fig. 1



Greater benefits may be obtained by introducing couples in the connection sections of an arch made of precast segments, as it may be seen in fig. 2.

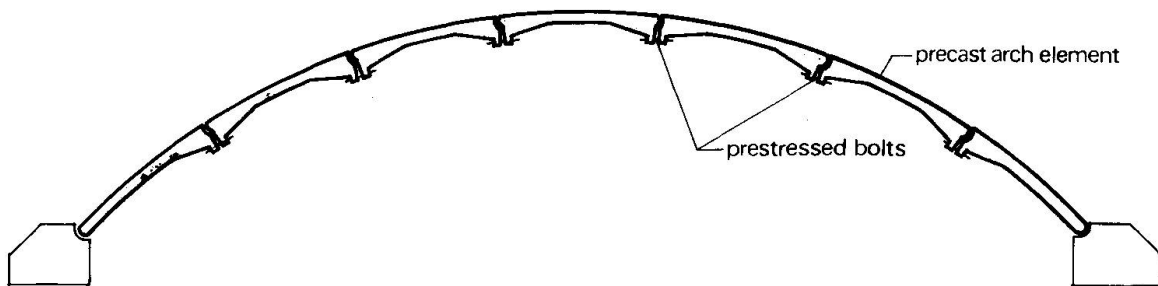


Fig. 2

Fig. 3 presents an extension of the discreteness idea to bidimensional forms like shells, where bending moments acting in opposite sense to the main service load, are introduced by wedges fixed through bolts at the outside part of the shell. The shell integrity is ensured by posttensioned cables axially passing through the panels.

Finally fig. 4 shows a ductiliser prototype, conceived as to ensure -at a given tensile stress- finite displacements. This device may be introduced instead of tensioned bolts, thus limiting the increasing of the local moments.

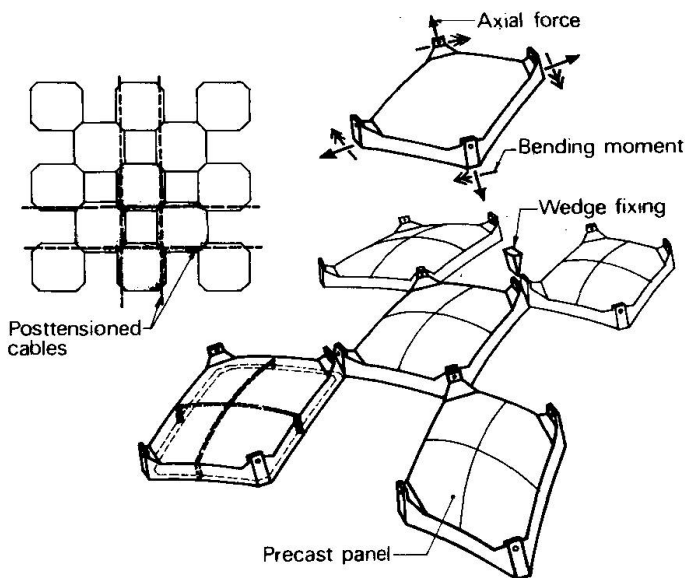


Fig. 3

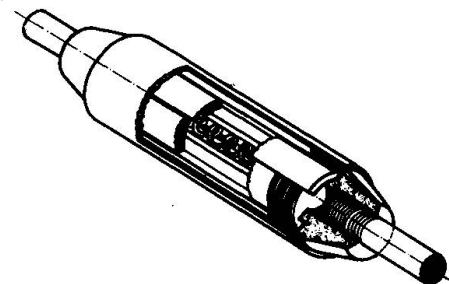


Fig. 4

The principal advantages brought by the above described procedures consist of: (i) the improvement of the structure stiffness, avoiding local instability, (ii) the raising of a better and more facile assembling of the precast elements, related with favourable economic aspects and finally (iii) the perfect agreement between the actual achievement and the mechanical model of the finite element.

Un nouveau type d'ouvrages : les structures matière

A new type of engineering : Matière Structure

Eine neue Lösung im Brückenbau : die Matière Konstruktionen

Patrick KIRSCHNER
Bureau d'études SECOA
Paris, France

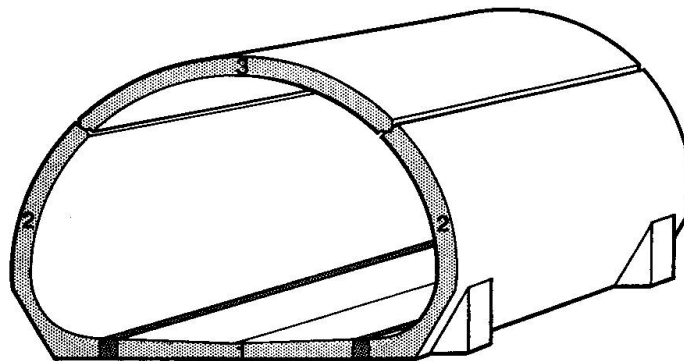
Maurice MATHIEU
Société MATIERE
Paris, France

Un **procédé original** de construction d'ouvrages d'art en béton armé a été inventé en 1982 par monsieur Marcel MATIERE.

Il permet de réaliser une enveloppe de grande section par l'assemblage d'éléments préfabriqués auto-stables. Transversalement, la section standard est composée de quatre éléments qui forment un anneau. Pour des raisons constructives, les joints entre ces éléments ont été placés au voisinage des points de moment fléchissant nul rapporté à la ligne géométrique de la structure. Longitudinalement, les anneaux indépendants suivent les tassements du terrain, conférant à l'ouvrage une grande souplesse.

C'est une **solution innovante** qui allie la simplicité de construction à la performance de fonctionnement de ces structures :

- la forme géométrique en arche, associée à la minceur des parois, sollicite le comportement naturel en voûte du remblai.
- la base large et plane donne une bonne assise à l'ouvrage, facilite son remblaiement et augmente son rendement hydraulique.



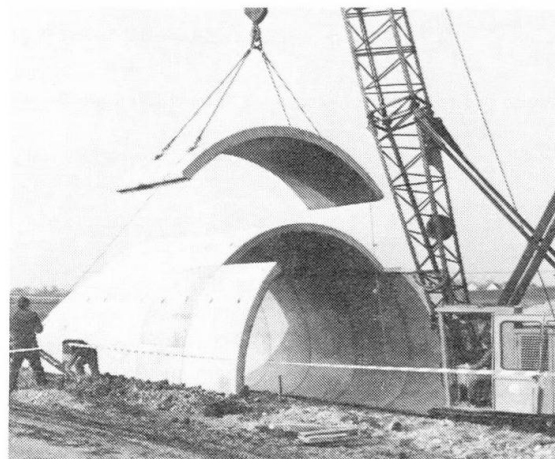
Le **montage est simple** puisque l'assemblage des éléments se fait par emboîtement. Les éléments sont faciles à transporter et d'un poids limité. L'opération ne nécessite ni échafaudage, ni support provisoire, d'où une amélioration importante de la sécurité et des conditions de travail.

- Le temps de montage n'est pas fonction des dimensions transversales de l'ouvrage mais uniquement du nombre d'éléments à assembler : une semaine suffit à une équipe de quatre hommes pour installer un ouvrage de 40 mètres assurant le gabarit pour une route nationale.
- Le remblai est réalisé sans contraintes particulières de caractéristiques ou de mise en oeuvre, avec utilisation maximum des matériaux du site.



- Des dispositions particulières ont été mises au point pour augmenter les possibilités du procédé. A partir d'une fabrication standard, il est possible de combiner les éléments de différentes tailles pour obtenir des formes rehaussées ou surbaissées et la configuration "multi-arches" donne une capacité d'extension quasi illimitée.

Le **système est économique** puisqu'il intègre cumulativement les avantages de rapidité d'exécution et de réduction du volume de béton mis en oeuvre.



Comparé aux solutions traditionnelles de construction d'ouvrages en béton coulé en place, ce procédé :

- s'affranchit des conditions climatiques du site,
- garantit le respect du délai d'exécution,
- simplifie la coordination des phases de travaux.

De plus, la réalisation des éléments constitutifs à l'aide de moules métalliques vibrants permet une industrialisation de la préfabrication. Comparé à l'utilisation d'enveloppes métalliques, ce procédé résoud les problèmes d'instabilité de forme, de corrosion et d'étanchéité.

On obtient un **ouvrage de qualité** tant par l'esthétique de sa forme que par le contrôle de sa fabrication. La technologie mise au point est parfaitement adaptée à l'utilisation des bétons à haute performance pour tirer partie des avantages qu'ils procurent, notamment sur le plan de la pérennité des structures.

La qualité des premiers ouvrages réalisés essentiellement pour passages sous remblai a permis d'étendre l'éventail des applications : canaux, réservoirs d'eau, cellules techniques, habitat, stockage ... etc.



Construction of a foot-bridge in Mestre — Venice

Construction d'une passerelle pour piétons à Mestre – Venezia

Bau einer Fussgängerbrücke in Mestre – Venedig

Salvatore VENTOEngr.
Technical office
Venice, Italy**Giancarlo TURRINI**Prof. Engr.
University of Padua
Padova, Italy**1. INTRODUCTION**

To link a new residential area comprising approximately four thousand inhabitants to the centre of the city of Mestre - Venice and to sports facilities which are to be built in the future, the Venetian local government authorities built a 400m long, 4m wide foot bridge extending over a four - lane road (See Figs. 1 & 2) and a river (30 metres).

Access to the foot-bridge is by means of circular ramp with a 5% incline in keeping with Italian laws seeking to facilitate accessibility to the handicapped. Every 10 metres, there are small horizontal areas 1.5 metres long to allow them to rest.

There are also three elicoidal flights of stairs leading to the foot-bridge, thus linking the different settlements and ensuring safe crossing to the bus stops on the road below.

An asymmetric ribbon-like structure of reinforced concrete was adopted. Its design allows it to blend into its green and fluvial surroundings.



Fig. 1: Areal view with the Venetian Lagoon in the background.

2. STRUCTURAL AND GEOMETRIC TYPOLOGY

The ramp and foot-bridge are built in reinforced concrete. The two 28 metres long units were pre-compressed with 7 cables tautened later composed of 200 seven cm. wires.

The entire main structure is supported by means of continuous restraints or hinge restraints resting upon round reinforced concrete pillars.

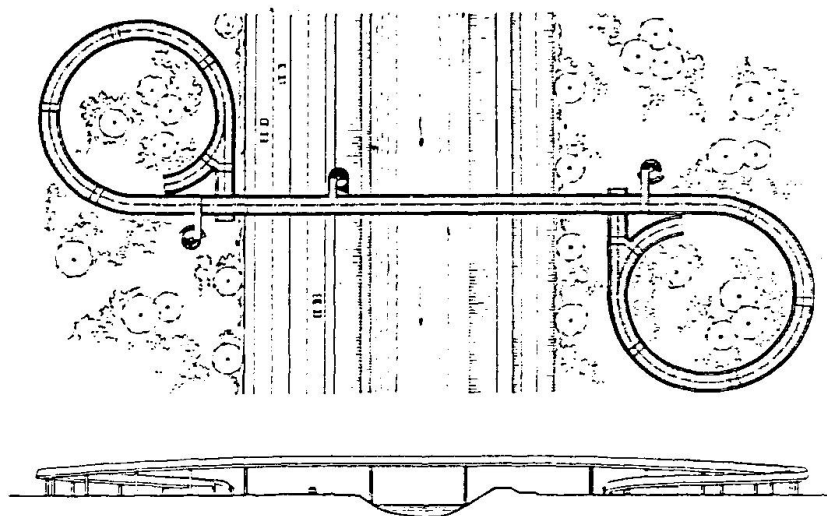


Fig.2: a) Plan
b) Prospect



The pillars' foundations rest upon foundation plinths with a 600 mm. diameter and 14,00 metres long with a capacity load of 600 KN. The curved part of the ramps have spans with a theoretical light of 10,54 metres measured in bridge - beams axis. The rectilinear parts of the ramp and the foot-bridge itself have theoretical light spans of 11.25, 11.25, 24.00, 20.00, 24.00, 11.25, 11.25 respectively. The transversal sector of the bridge-beams is constant and has a net height of the structural part equal to 0.85 metres. This enhanced the elegance and design of the structure, but also led to great problems in choosing the best suited system of cables of precompression of the quoin 28.00 metres long owing to the limited space available. The total extension in axis is of approximately 400 metres. Steel and teflon sliding bearings were used for support on the supper part of the pillars. They are 28,00 metres long and extend over the 24,00 metres spans and move 3,00 metres towards the 20,00 metre span and 1,00 metre towards the 11,25 span. The 14.00 metre long components covering the rest of the 20.00 metre span (20.00 - 3.00 - 3.00), rest upon reinforced neoprene. This system of sliding bearings ensures the absorption of axial dimensional changes due to temperature, shrinking and creeping of the components of the ramps and foot-bridge.

3 - MODES OF CONSTRUCTION

All the ramp and foot-bridge spans were partially pre-assembled on the ground. Each component part was equipped with a central structural nucleus, lightened in several ways (See Fig. 3) in the longer spans, self-sustaining, isostatic, on the spans. With the final casting, carried out in place, the structural continuity with the pillar was established with a fixed joint. The soffit of each component was made with smooth boards without any further covering. The reinforced concrete parapets are also pre-fabricated and covered with light-coloured, fine marble gravel. Furthermore, they are specially treated with a coating against graffiti or posters. To maintain the design of the structural part unaltered, the parapets were placed 10 cm. from each other. The paving is made of quartziferous sand subjected to polymerization. His isbunbroken and nonslip. The elicoidal stairs were completely prefabricated. For architectural reasons, concrete containing dark oxides and aggregate prophyry was used in their construction.

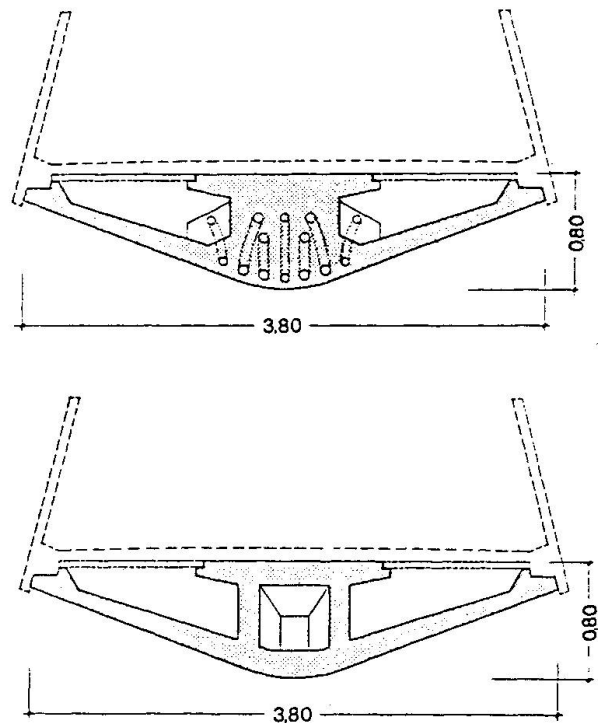


Fig.3): a) Section el. L = 28 m

Fig.3): b) Section el. L = 14 m

Le premier pont à âmes plissées à Cognac

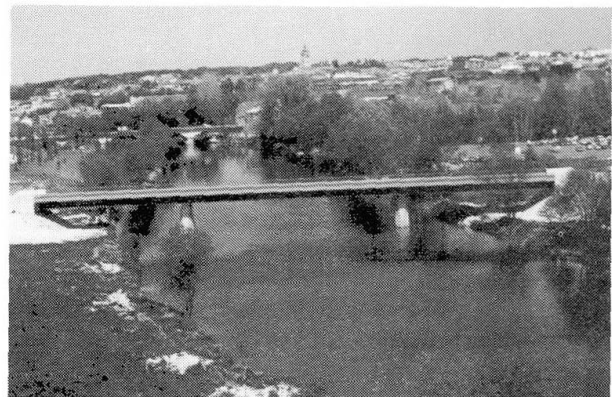
The First Bridge with Steel Corrugated Webs at Cognac

Die erste Brücke mit Stege aus gefalteten profil Stahlblechen in Cognac

Michel DUVIARD
Ingénieur principal
Campenon Bernard BTP
Clichy - France

Le Contexte

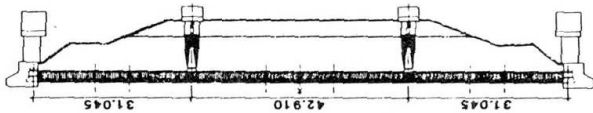
La Direction des routes a permis, en accord avec la Direction Départementale de l'Équipement de la Charente, et sous le contrôle technique du SETRA, que soit confiée à l'entreprise Campenon Bernard BTP la construction de l'ouvrage expérimental de Cognac. Il s'agit du premier pont à âmes plissées, permettant de valider en vraie grandeur, les recherches réalisées par l'entreprise dans ce nouveau domaine.



Les essais

Ce pont représente en effet la concrétisation de travaux théoriques approfondis concernant le fonctionnement des tôles plissées. Cette construction intervient de plus après de nombreux essais de stabilité sur panneaux plissés, et fait suite à la conception d'une maquette d'expérimentation de douze mètres de longueur testée dans le laboratoire de l'Entreprise avec l'aide du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

L'ouvrage



Élévation longitudinale

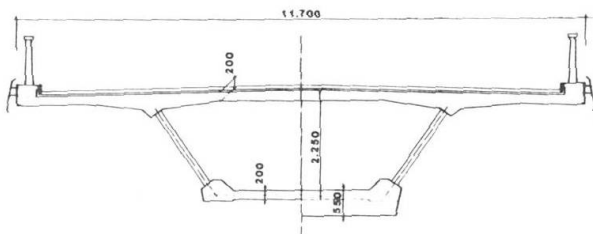
Il s'agit d'un pont franchissant la Charente par trois travées symétriques de 31 m, 43 m et 31 mètres, de profil en long et de tracé en plan rectilignes.

Les appuis sont constitués de deux culées semi enterrées et de deux piles en rivière fondées sur gros béton. L'ensemble des appuis a fait l'objet d'une recherche esthétique dont l'auteur est Monsieur MIKAELIAN Architecte.



Le tablier

Le tablier est une poutre caisson de 2,25 m de hauteur dont les hourdis supérieur et inférieur sont en béton. Ils ont pour dimensions respectives : 10,70 m de largeur et 0,20 m d'épaisseur courante pour la table supérieure, et 4,10 m de largeur et 0,20 m d'épaisseur courante pour la table inférieure. Ces deux hourdis sont solidarisés par des âmes inclinées en tôle d'acier plissée, suivant un motif trapézoïdal, de nuance E36 qualité 4, et d'épaisseur 8 millimètres.



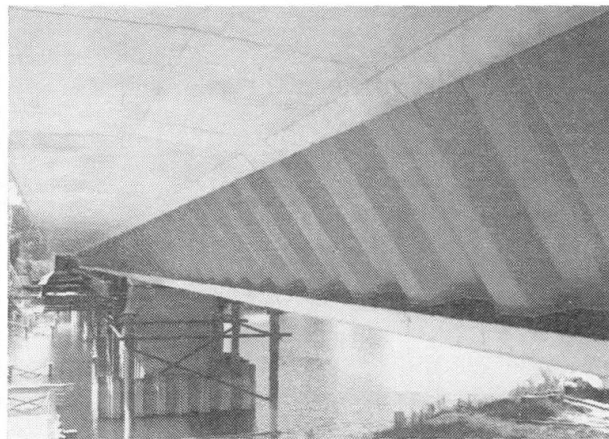
Coupes transversales

Les hourdis supérieur et inférieur fonctionnent transversalement en béton armé. Ils sont connectés aux âmes plissées par l'intermédiaire de platines, équipées de tronçons de cornières 100 x 100 x 10 disposées transversalement. Le dimensionnement de cette connexion est déterminé par des considérations de bon comportement local et non par le calcul aux états limites.

Le tablier est précontraint longitudinalement par 4 câbles 19T15 par âme. Ces câbles, intérieurs au caisson, sont déviés en position haute sur piles par les entretoises, et en travée en position basse par les diaphragmes déviateurs. Ils sont tendus sous gaine polyéthylène à haute densité régnant continuellement d'un ancrage à l'autre. Cette technique alliée à la déviation dans des tubes rigides en acier a permis l'obtention de coefficient de frottement en courbe ne dépassant pas 0,12. Ils sont ancrés aux deux extrémités de l'ouvrage dans les entretoises d'about, elles-mêmes précontraintes par monotrons T15 bouclés dans des plans verticaux. Ils sont interchangeable et peuvent être renforcés par 1 x 19T15 additionnel par âme. Ils sont injectés au coulis de ciment.

La mise en oeuvre

Le tablier a été construit sur un cintre général reposant sur des profilés d'acier foncés en rivière. Les âmes, livrées sur chantier par éléments équipés de leur connexion, sont réglées et assemblées en position définitive. Le hourdis inférieur est ensuite ferrailé et bétonné à l'avancement. Puis les diaphragmes : blocs d'about, déviateurs et entretoises sur piles, sont réalisés ; le hourdis supérieur est alors coulé par plot régnant d'un diaphragme à l'autre. Les superstructures sont enfin mises en place.



L'expérimentation

L'ouvrage a été équipé pendant sa construction de jauges de contraintes, de rosettes, de capteurs de déplacement. Lors des essais de chargement de l'ouvrage le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux a procédé à tous les enregistrements correspondants. L'exploitation de l'ensemble des résultats est venue confirmer les comportements prévus. Les âmes plissées sont donc désormais une technique éprouvée et fiable.

Cable-Stayed Bridge across the Elbe

Le pont haubané sur l'Elbe

Schrägseilbrücke über die Elbe

Jiri STRASKY
Chief Design Engineer

Miroslav KORENEK
Project Manager

Vojtech MENCL
Chief Research Engineer

Dopravni stavby, Design and Construction Engineers
Olomouc, Czechoslovakia

The highway Prague - Hradec Kralove crosses the river Elbe on the cable-stayed bridge near spa Podebrady. The 32.3 m wide bridge has three spans of lengths 61.6 + 123.2 + 61.6 m, the total length of the bridge being 253.0 m / see Fig.1 /. The two three-lane carriageways are carried by one structure which is formed by a box spine girder with large outer cantilevers supported by precast struts / see Fig.2 /. The stays are arranged in one axial plane. The 28.06 m high towers are formed by two twin cell steel columns, which are fixed in the deck. In the upper part of each column the staves are anchored, the lower part of the columns is filled with concrete, which co-acts with steel.

The deck is constructed successively; first the spine box girder is assembled of precast segments, then the precast struts are erected and the outer cantilevers are cast / see Fig.3 /. The segments are 15.0 m wide, 2.5 m deep and 2.2 m long, the maximum weight of the segments is 60 tons. Along the central axis the deck slab is supported at intervals 2.2 m by prestressed tie rods transferring the force from the stays into the bottom corners of the box girder. Above the piers and at the ends of the bridge solid segments are designed. Precast inclined struts are formed by a slab which is strengthened by webs on its edges. In the longitudinal direction the deck is prestressed by cables of 6

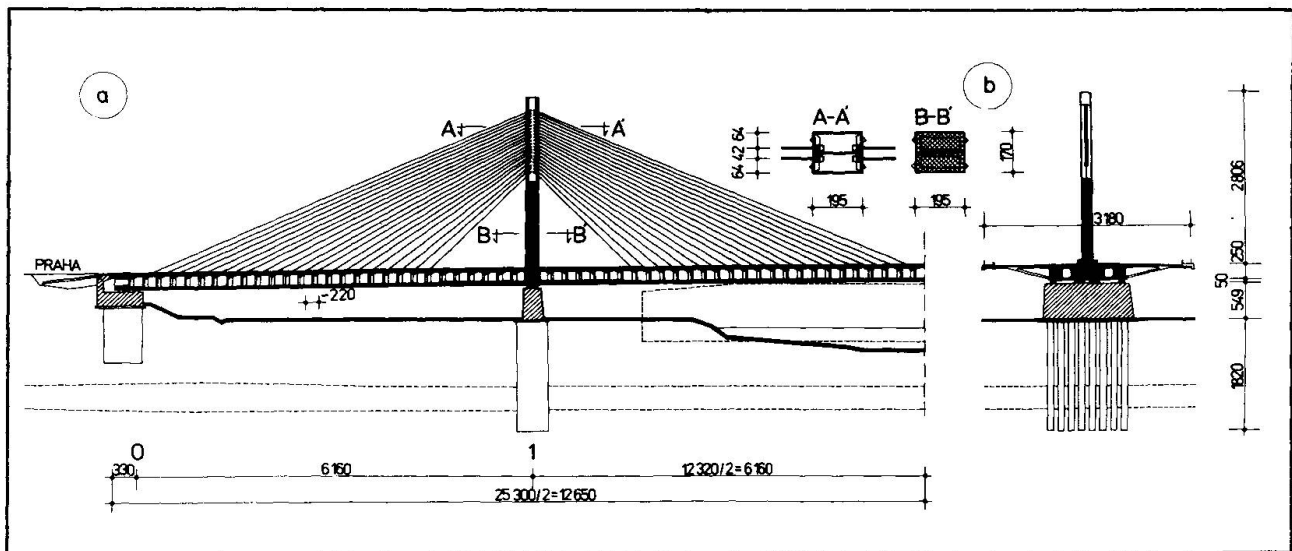


Fig.1 Longitudinal /a/ and cross /b/ section of the bridge



Segmental Bridges in the U.S.A

Ponts à voussoirs aux États-Unis

Fertitgeil Brücken im U.S.A

Jean MULLER

Chairman of the Board
Figg and Muller Engineers Inc.
Paris, France

Name and Location		Bridge Type Construction Method (x)	Max. Span (m)	Deck Area (1000 m ²)	Cost (M\$)	
HIGHWAY BRIDGES (x)	CIP	Lake Washington, WA	CBG	81	25.0	26
		Red River, LA	CBG	113	7.1	9
		Gastineau Bridge, AK	CBG	192	5.3	15
		Houston Channel, TX	CBG	229	8.4	20
	P/C	San Antonio Y, TX	S/SBG	33	120.3	65
		Long Key, FL	S/SBG	36	43.3	15
		Niles Channel, FL	S/SBG	36	17.6	6
		Wiscasset, ME	S/SBG	37	11.3	8
		Seven Mile, FL	S/SBG	41	128.0	45
		Channel Five, FL	S/SBG	41	16.3	7
		I110-Biloxi, MS	S/SBG	42	57.1	40
		Glenwood Canyon, CO	S/SBG	45	7.0	6
		Linn Cove, NC	PBG	55	4.4	8
		Albemarle Sound, NC	S/SBG,CBG	68	58.2	23
		Escatawpa River, MS	S/SBG,CBG	91	22.6	12
		Wando River, SC	S/SBG,CBG	120	68.9	32
		Dauphin Island, AL	S/SBG,CBG	120	15.3	13
		James River, VA	S/SBG,CSC	192	50.2	35
Neches River, TX	CSC	195	49.1	23		
Sunshine Skyway, FL	CSC	365	68.5	115		
RW (x)	MARTA (Atlanta), GA	S/SBG	42	20.0	10	
	Escambia Bay, FL	S/SBG	52	22.7	16	
(x) Symbols		TOTAL		m ² 826.600	\$ 549 M	

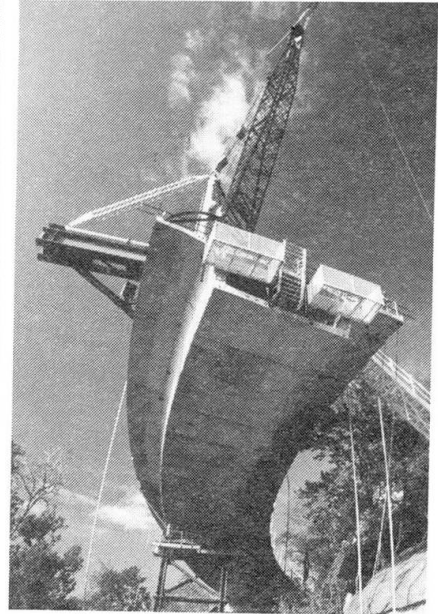
- CIP Cast in Place
- P/C Precast
- RW Railway Bridge
- CBG Cantilever Box Girder
- CSC Cable Stay Cantilever
- S/SBG Span By Span Box
- PBG Progressive Box

- Short span precast segmental box girder decks are adapted to repetitive structures such as trestles or elevated highway or railway urban bridges.
- Precast segmental cantilever box girder bridges have been used in spans of up to 120 m.
- Cast-in-place cantilever box girders built on travelers are used on longer single spans of up to 230 m.

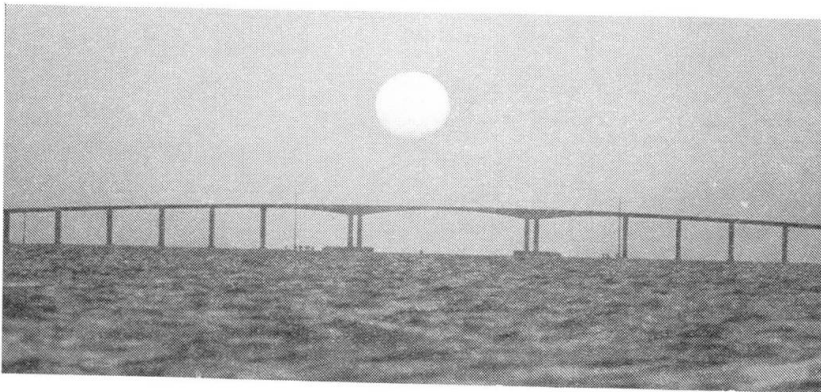
- Cable-stayed concrete box girder bridges combine economy in spans of 180 m to 400 m with the intrinsic advantages of rigidity and stability of concrete constructions.
- Concrete segmental bridges have proven their economy over conventional concrete or steel designs in a great variety of structure types and over a large span range.



▲ Linn Cove Viaduct, NC ▶



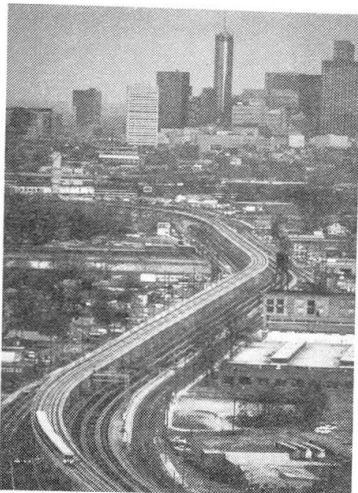
▼ Dauphin Island, AL



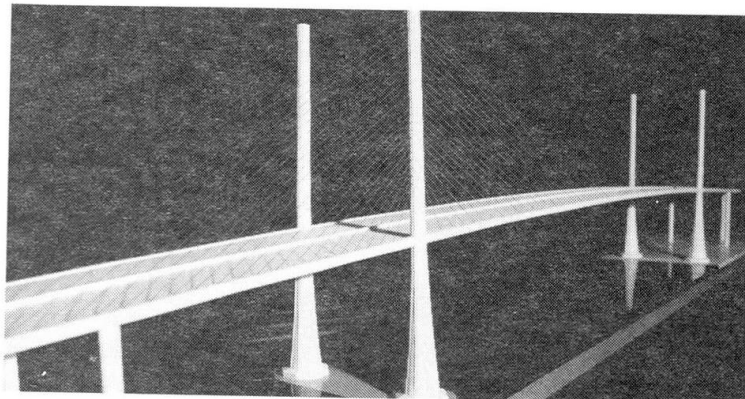
▼ Seven Mile Bridge, FL



MARTA Urban Viaduct, GA ▼



▼ Model of Cable Stayed Bridge



Main Roof-Bearing Structure for the Skating Hall in Maribor

Die Dachkonstruktion für die Eishalle in Maribor

Structure primaire du toit de la patinoire de Maribor

Prof. Vukašin AČANSKI

Civil Engineer

Gradis Maribor

Maribor, Yugoslavia

To cover the skating-rink at the Skating hall, a roof structure was designed, consisting of two externally prestressed primary beams to which a secondary steel structure is attached by hangers.

The main structure is supported by four two-sided reinforced concrete piers; the secondary structure is peripherally supported by prefabricated reinforced concrete piers, spaced at 4.50 m. The whole structure roofs the existing skating rink and galleries in the size of 67.60 x 67.10 m.

The statical system of the main structure represent two simply supported beams, 67.60 m long. The compression zone of the bearing system consists of reinforced concrete box segments and is elastically supported through reinforced concrete spacers by a polygonal system of prestressing tendons.

Each beam has been prestressed by 6 tendons LH 12 \emptyset 15.20 mm according to system Gradis - P.H. Outside the concrete section, the tendons are sheathed in galvanized steel pipes $\emptyset_i / \emptyset_e = 69 / 76$ mm; inside the concrete section they are in ribbed pipes $\emptyset_i / \emptyset_e = 75 / 82$ mm. For the needs of maintenance, the design provides the possibility of placing 7 tendons (6 + 1 additional one). The tendons have been prestressed in two steps: in the first step the tendons are prestressed for the case of dead load; the second step prestressing is effected after the erection of the secondary roof structure.

The existing lower structure of the skating-rink was spanned by a special steel structure on which a tower-crane was mounted. The concrete part of the main beam was assembled of segments on a 8 m high scaffolding. After filling the wide joints, placing the cable ducts and pulling in the tendons, the first step prestressing of beams took place.

With regard to the specificity of the statical system, span, construction details, method of construction and erection, the main beams were tested with a test load for the limit state of serviceability.

After test loading, the beams were lifted from the pipe scaffolding to the final position; the weight of beams is 2700 kN. The beams were lifter by two cables 12 \emptyset 15.20 mm according to system Gradis - P.H. (Fig. 1)



Fig. 1: Lifting of main beams

When lifting and placing of beams was completed, the compressed parts of both beams were connected by a plane truss to secure the beams against buckling.

The static system of the steel structure is Gerber's beam with hinges in external spans. The beam is a 2.00 m high truss made of steel pipes (Fig. 2).

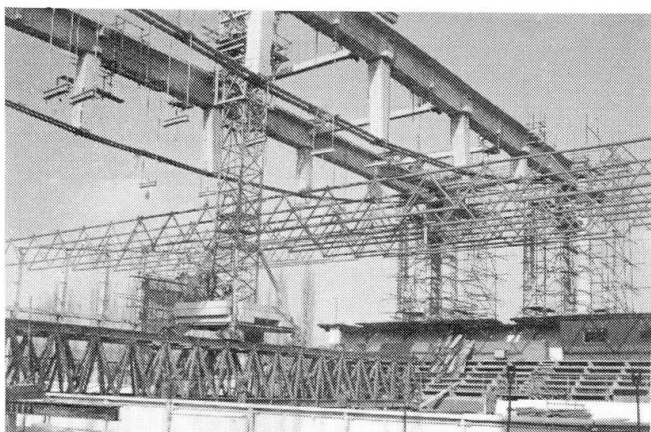


Fig. 2: The secondary steel structure

After the erection of the steel structure and placing the roofing, the second-step prestressing was carried out.

The anticorrosive protection has been done by injecting the lithium grease LIP-LEKS-S-2EP (made by INA Zagreb) into the cable ducts, using the lubricators Lincoln.

The object was constructed in the period from July 1, 1987 to Dec. 25, 1987.

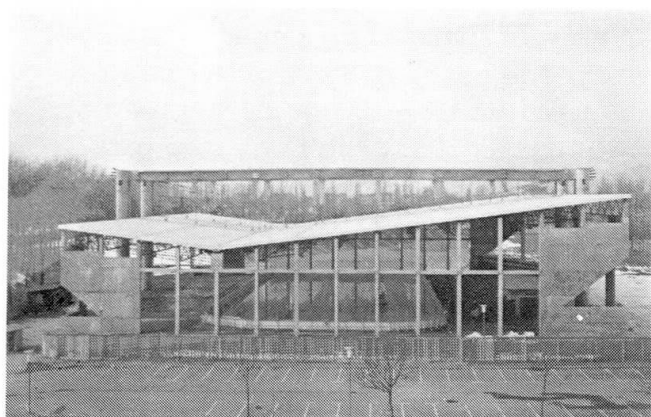


Fig. 3: Completed roof structure

Maîtrise du poussage de cinq tabliers solidarités temporairement

Taktschiebeverfahren von fünf provisorisch verbundenen Brücken

Incremental Launching of Five Temporarily-Linked Bridges



Paul BORDERIE
 Chef Div.
 SNCF
 Paris, France



Alain DEMOZAY
 Chef du BET/GC
 SOGEA
 Paris, France

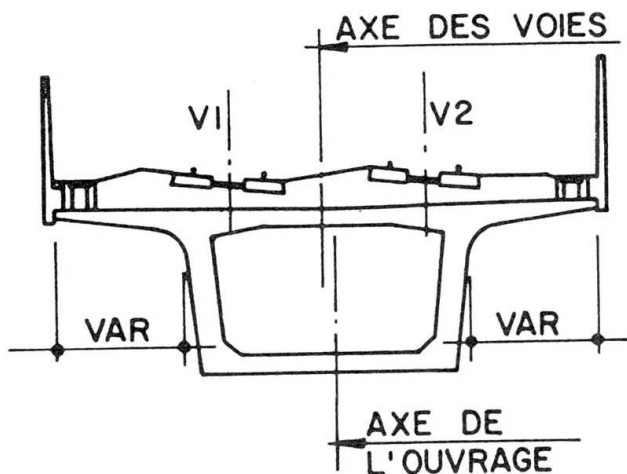
La Ligne Nouvelle du TGV-ATLANTIQUE franchit la Vallée du Cher dans les communes de Montlouis et Larcay.

L'infrastructure de la Ligne est constituée de trois viaducs, d'une zone en remblais et d'une tranchée couverte.

Parmi les viaducs, l'estacade d'accès au Viaduc du Cher, longue de 456 m, présente la particularité d'être constituée de 5 tabliers en béton précontraint à trois travées de 30,60 mètres. Le souci d'assurer la compatibilité des comportements de l'ouvrage et de la voie (particularités de tracé et présence d'appareils de voie hors et sur ouvrage) a conduit à tronçonner l'estacade en tabliers successifs de longueur réduite inférieure à 100 m.

La structure du tablier est un caisson précontraint de 11,63 m de large. Elle porte deux voies posées sur ballast, des caniveaux latéraux, des portiques support catenaires et des corniches faisant à la fois garde-corps et écran anti-bruit.

TECHNIQUE DE CONSTRUCTION



Le pont a été construit suivant la technique du pont poussé. Le tracé en plan se trouvant sur une clothoïde, le hourdis supérieur a été déporté par rapport au hourdis inférieur. Ce dernier suivait une courbe de rayon constant $R = 22\ 000\text{ m}$

Fig. 1 Coupe transversale



Les tabliers attelés ont été poussés à l'aide de 2 vérins EBERSPACHER de 320-tonnes et de 25 cm de course. Pour le premier poussage, un complément d'effort horizontal était apporté par des barres DYWIDAG. Pour le dernier poussage, les compléments suivants ont été apportés :

- dénivelation d'appui et lestage au droit des vérins EBERSPACHER afin d'augmenter le frottement d'entraînement;
- traction de l'extrémité du tablier côté avant-bec par câbles de précontrainte.

Le poussage fut parfaitement maîtrisé tout au long de l'exécution. Des guides latéraux en tête de pile permettaient de régler en permanence la bonne position du tablier lors de son avancement.

D'autre part, le suivi régulier des coefficients de frottement inox-téflon nous a permis de prendre des dispositions entre autres par graissage lorsque ceux-ci tendaient à devenir prohibitifs.

Pour les derniers poussages, ce coefficient de frottement était voisin de 2 % alors qu'il était monté à 6,3 % avant graissage.

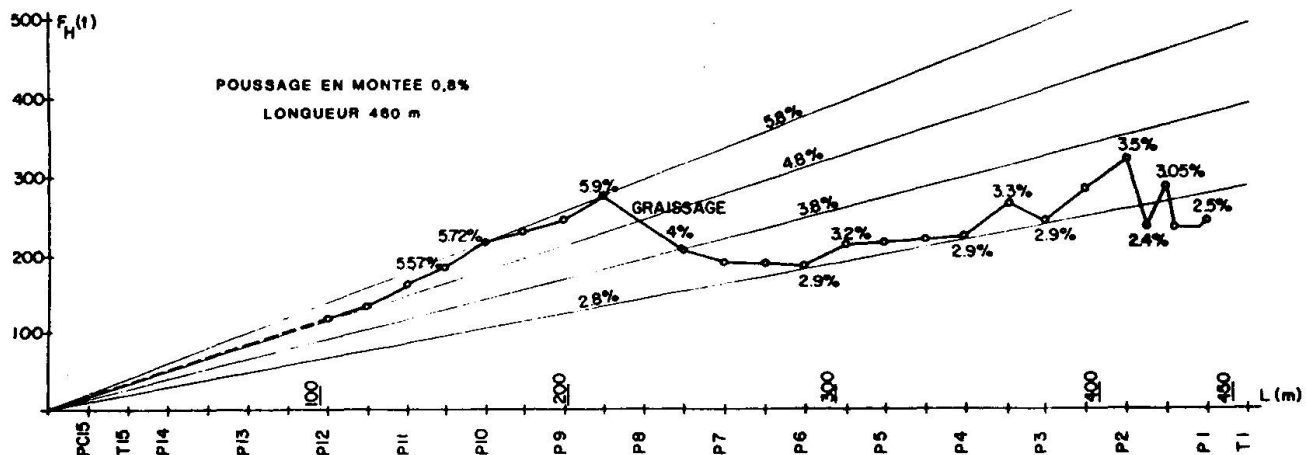


Fig. 2 Courbe des coefficients de frottement

ATTELAGE

Les tabliers sont attelés les uns aux autres par 12 câbles 12 T 15 (Système PAC) de 17,00 m de long de force initiale à l'ancrage de 2 544 KN. Le bétonnage de l'extrémité arrière du premier tablier et l'extrémité avant du tablier suivant se faisait avec un intervalle de 12 heures, béton contre béton.

Les calculs de vérification de la section du joint ont été conduits en classe I contrairement au reste du tablier calculé en classe III en phase provisoire de poussage. La contrainte de l'acier à la mise en tension était portée à 0,8 de la limite de rupture au lieu de 0,7 pour les câbles définitifs.

ACCOSTAGE FINAL

Le tablier du viaduc principal, faisant immédiatement suite à l'estacade, a été mis définitivement en place avant accostage final de l'estacade sur l'appui commun. De ce fait, l'avant-bec de l'estacade a été démonté de l'about du tablier pour être fixé dessus afin d'accoster sur le tablier du viaduc et non sur la tête d'appui.

**Business Centre of Naples**

Quartier des affaires de Naples

Geschäftszentrum von Neapel

Giulio APOLLONJ GHETTI
Dep. Gen. Manager
Mededil S.p.A. (Iri-Italstat)
Naples, Italy

Massimo CESTELLI GUIDI
Structural Engineer
Mededil S.p.A. (Iri-Italstat)
Naples, Italy

1. THE PROJECT

The Business Centre of Naples (Middle-South of Italy) is a big business quarter under construction in the central-eastern zone of the city, and it is bound to become a pole of attraction for all the administrative and trade activities, both for the city of Naples and for the whole region.

The project, that is at the moment well ahead with its realization, is work of the architect Kenzo Tange as for the planimetric and volumetric town-planning, and it represents one of the most advanced town-plannings in Italy and Europe.

The total area of the district is about 1.100.000 square metres, subdivided in the following destinations:

- private building or organizations of public right;
- public building (Hall of Justice, Regionale Administration Offices, City Hall, Fire-brigade Department, schools, churches etc.);
- public infrastructures (streets, parking-lots, railway station, parks).

The building areas are subdivided in 18 sectors, each divided in lots to which the plano-volumetric project assigns the volume and shape of the buildings.

The provided typology of the buildings is distinguished in "towers" (height 50, 70 and 100 metres) and "plates" (height 25 metres).

The destination of private building is mostly for services (professional offices, insurances, banks etc.), but a part is provided for dwelling as well. Many trading centres are provided, throughout the Business Centre.

The most interesting distinctive feature of the infrastructure is represented by the foot-traffic articulated at a height of 12 metres on the sea level, and a system of car-traffic at a height of 5.0 metres on the sea level.

The system of parking-lots is articulated in two underground levels at a depth of 5.0 and 8.50 metres, for 25.000 places in all, of which 10.000 for public use. Private parkings are located in the basements of the sectors for use of each lot, whereas the public parkings are located at the street sides and under



the foot-traffic.

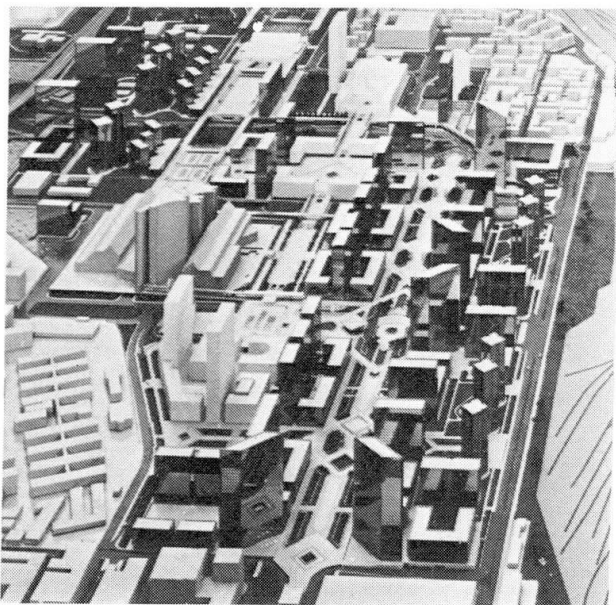
The Business Centre is served by two railway lines, the Circumvesuviana and the Alifana, that cross the district underground with two stations within it. The first railway line functions as an extra-urban underground in connection with the Neapolitan hinterland, the second line as a city underground and also as an extra-urban line to Piedimonte d'Alife .

2 THE CONCRETE STRUCTURES

The area of the Business Centre is a seismic one, in the lower class among those included in the Italian seismic code. It has been done an integrative study about the seismic risk of the place and about the foreseen local amplification of the forces.

The infrastructures are all built in concrete. Among these the pre-fabricated ones for the traffic system are remarkable, and they have been jointed and made continuous by integrative castings during construction. The tunnels of the railway lines underground and the station are built with concrete watertight walls for they are plunged in the natural stratum.

Many concrete structures of the buildings are remarkable among which those of the Hall of Justice (1.000.000 cubic metres), are the most distinguishing in the architecture of the buildings.



Business Centre of Naples

MODEL

SITE

Le viaduc de Roquebillère à Cahors

The Roquebillère Viaduct, Cahors

Roquebillerebrücke bei Cahors

Alain SPIELMANN

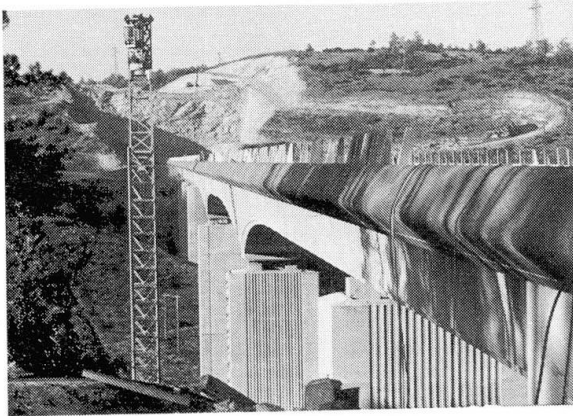
Architecte
Paris, France

1. INTRODUCTION

Le Viaduc de Roquebillère, qui a fait l'objet d'un concours national d'architecture en 1979, est situé à environ 1000 mètres du très célèbre Pont Valentré, bâti sur le Lot au moyen âge, vers les années 1308-1355. Construit en dehors de la ville de Cahors, au-delà de la colline de la fontaine des Chartreux qui sépare la ville de l'implantation de l'ouvrage du Lot, ce viaduc de 525.00m de long et de sept travées (45.00m - 70.00m x 2 - 90.00m - 110.00m - 90.00m - 50.00m) est cependant visible de quelques points de la ville et aussi, très localement, co-visible avec les toits des tours du Pont Valentré.

2. LE SITE

D'une part, le vallon de Roquebillère où passe le CD 27 bordé d'habitations en contre-bas du bois de Payrolis, d'autre part un petit talweg côté cause.



*Vue de l'ouvrage à partir
de la culée C2*

3. CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE

Pour s'inscrire dans la brèche disymétrique, un ensemble de travures a été proposé avec une travure majeure de 110.00m et un tablier à inertie variable, deux travées d'équilibrage de 90.00m et quatre travées à hauteur constante: marquer la grande travée et la mettre en évidence par rapport aux travées latérales.

4. CONCEPTION DU TABLIER : LARGEUR 12.40 METRES

Il s'agit d'une poutre caisson continue en béton précontraint. Transversalement, les âmes sont inclinées de 9°. La hauteur variable passe de 8.00m sur appuis à 3.50m à la clé, en travées de hauteur constante. La surhauteur souhaitée sur appuis (8.00m au lieu de 6.80 nécessaire), accentue la courbure de l'intrados.



L'inclinaison des âmes accentue l'effet de "queue de carpe" vu du dessous. Une "moustache" orne l'arête inférieure. La précontrainte longitudinale du tablier est mixte: câbles de 12 T 15 intérieurement et câbles de 19 T 15 extérieurement.

5. CONCEPTION DES PILES

Les appuis sont constitués de deux fûts en béton armé reliés en tête par un chevêtre. La hauteur des piles est:

$P2 = 20.58\text{m}$ - $P3 = 35.78\text{m}$ - $P4 = 18.99\text{m}$ - $P5 = 54.77\text{m}$ - $P6 = 46.02\text{m}$ - $P7 = 13.20\text{m}$.

Ces piles à double fût ont été conçues pour permettre à la vue d'aller au-delà du point d'appui et de favoriser la "transparence" de l'ouvrage. En effet, depuis la rue Wilson, face à la Poste, l'on peut voir la pile P4. Nous avons cherché à proposer un effet de porte, de double lame. Le soleil couchant est visible à travers ce bi-lame depuis Cahors. La forme trapézoïdale des piles reprend la famille des formes des anciens ponts avec avant-bec. La base des deux piles de grande hauteur est fruitée sur le premier tiers pour accentuer l'effet de jaillissement du sol. Les plans avant et arrière du chevêtre prolongent celui de l'âme. Un traitement par cannelures a été réalisé sur les parements des piles et un cadran solaire a été implanté.



Vue de la pile P5 (photo Morog)

6. CORNICHE ET PAREMENTS - Longueur = 2.50 METRES

Corniche en béton préfabriqué teinté vert (agrégats de granit vert des Charentes) dont un côté possède une corniche caniveau, les deux profils extérieurs étant identiques et très bas pour permettre la vue sur Cahors et sur le causse. Ces corniches sont sablées. La longueur des corniches est de 2.50 mètres. Les parements des bétons piles et tabliers sont traités en béton fin très soigné, constitué de granulats calcaires locaux.

7. CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

Les piles en béton armé sont réalisées au moyen de coffrages grimpants. Le tablier est construit selon deux méthodes:

- les deux fléaux 5 et 6, de 11.00m de longueur et de hauteur variable, sont construits par encorbellements successifs, en voussoirs de 3.50m de longueur coulés en place en équipages mobiles;
- les parties latérales de longueur respectivement 220.00m et 85.00m sont réalisées par poussage à partir des deux culées d'extrémité, le tablier étant construit voussoir par voussoir, chacun d'eux ayant une longueur de 3.50m. Le poussage est effectué au moyen de deux verins pousseurs de 200T, les travées de 70m étant franchies grâce à des palées provisoires métalliques haubannées disposées à mi-portée. Le cycle de construction de cette partie poussée est d'un voussoir par jour, avec un passage de 3.50m chaque jour.

Entreprises de construction: CHANTIERS MODERNES et DRAGAGES ET TRAVAUX PUBLICS.