

# Travaux

n° 793

## FRANCE

- **Déviation de Meaux.**  
Le viaduc sur la Marne
- **Le deuxième pont sur le Rhône à Valence**
- **Le doublement du viaduc Jules Verne à Amiens**
- **La passerelle Victor Schœlcher à Nantes**
- **L'élargissement des ponts en maçonnerie. Les contraintes architecturales**

## ÉTRANGER

- **La reconstruction du pont Sloboda à Novi Sad (RFY)**
- **Le pont haubané de Muar en Malaisie**
- **La passerelle de Seonyu. Un arc en Ductal® à Séoul**



# Ponts



### Notre couverture

La passerelle de Seonyu à Séoul

© VSL / Ruault

### DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

### RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier

3, rue de Berri - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 44 13 31 44

### SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart

Tél. : (33) 02 41 18 11 41

Fax : (33) 02 41 18 11 51

Francoise.Godart@wanadoo.fr

### VENTES ET ABONNEMENTS

Olivier Schaffer

9, rue Magellan - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 40 73 80 05

revuetravaux@wanadoo.fr

France (11 numéros) : 163 € TTC

Etranger (11 numéros) : 200 €

Etudiants (11 numéros) : 56 €

Prix du numéro : 20 € (+ frais de port)

### MAQUETTE

T2B & H

8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris

Tél. : (33) 01 44 64 84 20

### PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle

Isabelle Duflos

61, bd de Picpus - 75012 Paris

Tél. : (33) 01 44 74 86 36

Imprimerie Chirat

Saint-Just la Pendue (Loire)

La revue Travaux s'attache, pour l'information de ses lecteurs, à permettre l'expression de toutes les opinions scientifiques et techniques. Mais les articles sont publiés sous la responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur se réserve le droit de refuser toute insertion, jugée contraire aux intérêts de la publication.

Tous droits de reproduction, adaptation, totale ou partielle, France et étranger, sous quelque forme que ce soit, sont expressément réservés (copyright by Travaux). Ouvrage protégé; photocopie interdite, même partielle (loi du 11 mars 1957), qui constituerait contrefaçon (Code pénal, article 425).

Editions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris

Commission paritaire n° 0106 T 80259



## éditorial

Daniel Tardy

1

## actualités

8

## techniques et matériaux

12

## matériels

14

## PRÉFACE

François Perret

17

## PONTS - FRANCE

◆ Déviation de Meaux. Le viaduc sur la Marne : une structure innovante pour un ouvrage exceptionnel - *Meaux Diversion. The viaduct over the Marne : an innovative solution for an exceptional structure*

**O. Berthelot, J.-Y. Sablon, D. Lecointre, J. Petitjean, E. Boudot, E. Mercier, J.-P. Commun, M. Placidi**

18

◆ Le deuxième pont sur le Rhône à Valence - *The second bridge over the Rhone at Valence*

**P. Charlon**

30

◆ Le doublement du viaduc Jules Verne à Amiens : un pont de 943 m de long réalisé en 15 mois - *Doubling the Jules Verne viaduct in Amiens : a bridge 943 m long constructed in 15 months*

**J. Mossot, J.-Fr. Weber, I. Amami, J. Daquin**

38

◆ La passerelle Victor Schœlcher à Nantes. Un pont mobile sur la Loire - *The Victor Schœlcher footbridge in Nantes. A movable bridge over the Loire*

**J.-B. Datry, Fr. Prunier**

50

◆ L'élargissement des ponts en maçonnerie. Les contraintes architecturales - *Widening of masonry bridges. Architectural constraints*

**J.-L. Jolin**

56

Travaux

souterrains

Routes

Recherche

et innovation

Terrassements

Sols

et fondations

Environnement

Travaux urbains

Réhabilitation

d'ouvrages

International

janvier 2003

## Ponts



### PONTS - ETRANGER

◆ La reconstruction du pont Sloboda à Novi Sad (R.F.Y.).  
Un défi technologique

- *Reconstruction of Sloboda Bridge in Novi Sad (Yugoslavia). A technological challenge*

**G. Pequeux, W. Hamadeh, J.-M. Cathala, J.-P. Persy**

62



◆ Le pont haubané de Muar en Malaisie

- *The cable-stayed bridge of Muar in Malaysia*

**J.-M. Tanis, G. Frémont, N. Vivien**

71



◆ La construction de la passerelle de Seonyu. Un arc en Ductal® à Séoul

- *Construction of the Seonyu footbridge. A Ductal® arch in Seoul*

**Divers auteurs**

76

marchés

81

sécurité

84

répertoire  
des fournisseurs

86

L'art de "faire" un pont, c'est-à-dire de le concevoir et de le réaliser est sans doute une des activités nobles du génie civil. C'est en effet un contexte où peut s'exprimer le plus complètement le talent d'une part du concepteur en termes de création de formes, d'adaptation au site, et de manière de faire travailler au mieux la matière, et d'autre part de l'entreprise, particulièrement sollicitée pour concrétiser ces formes dans les meilleures conditions techniques et économiques. C'est également – probablement pour les mêmes raisons – un des thèmes de travail privilégiés de l'Association Française de Génie Civil (AFGC), laquelle d'ailleurs demande elle aussi à pouvoir bénéficier de ce que ses membres savent le mieux faire. C'est pourquoi il est agréable pour nous de voir la revue *Travaux* consacrer une fois encore un numéro à cette activité, et très agréable pour moi de préfacer celui-ci.

Les lecteurs de *Travaux* savent tous bien sûr que l'AFGC a pour vocation globale de contribuer au progrès en matière de matériaux et de structures, et qu'elle entend assumer cette vocation essentiellement en produisant des publications thématiques faisant le point de l'état de l'art sur telle ou telle question technique, ainsi qu'en organisant des manifestations soit autour d'une réalisation particulière (conférence ou visite de chantier), soit autour d'un thème (séminaires et colloques).

L'économie d'une institution telle que l'AFGC est simple. Chacun de ses membres, qu'il soit issu d'une entreprise, des milieux universitaires et de la recherche, ou qu'il soit concepteur, sera satisfait et consentira à y apporter lui-même les éléments de technique que son expérience lui a permis de rassembler, dans la mesure où il saura que les autres membres en feront autant et qu'il pourra ainsi bénéficier de leur apport. Un autre élément de satisfaction des membres réside dans le simple fait de rencontrer ses pairs. Ainsi, plus nombreux seront ceux qui acceptent cette logique d'échange et de rencontre, et plus ce lieu sera performant quant aux échanges formels et informels qui s'y font, et plus il sera de ce fait capable d'attirer encore davantage de nouveaux participants. C'est une sorte d'équilibre de la bicyclette. Et il faut souligner que cette logique d'échanges est positive non seulement par rapport aux intérêts des individus, mais aussi par rapport à ceux des institutions publiques et privées, eu égard à leurs besoins et objectifs propres. C'est pourquoi nous souhaitons donc

une présence encore plus large et une participation encore plus active de tous et de toutes.

Collectivement, il est clair que les méthodes utilisant ainsi le retour d'expérience et la confrontation des pratiques comptent parmi les voies les plus fécondes et les plus sûres de progression de la technique, de même que de tous les savoir-faire d'ailleurs. J'ai déjà eu moi-même l'occasion d'en expérimenter l'efficacité dans bien des contextes. C'est ce qui justifie le soutien dont bénéficie l'AFGC de la part de l'Etat.

Les thèmes sur lesquels nous travaillons pour le moment sont bien représentatifs des préoccupations actuelles :

- il y a toujours bien sûr beaucoup à progresser en ce qui concerne la conception des structures neuves ; dans cet ordre d'idées il faut sans doute mentionner en particulier les problématiques de dynamique des structures, dont beaucoup d'aspects méritent encore de sérieux approfondissements. La récente conférence internationale que nous avons co-organisée récemment avec l'OTUA sur les passerelles a fait naturellement une place de choix à ces préoccupations ;
- l'enrichissement de la gamme des conceptions rendues possibles par l'évolution des matériaux (bétons fibrés ultraperformants...) et de leurs associations, ouvre chaque jour de nouvelles opportunités. Encore faut-il convenablement en maîtriser les caractéristiques ;
- les préoccupations de durabilité et

de fiabilité sont évidemment plus que jamais à l'ordre du jour, de même que les méthodes améliorant l'entretien et la gestion du patrimoine ;

- les méthodes de calcul se voient accorder à juste titre une importance majeure ; c'est le cas notamment en ce qui concerne les modalités d'emploi en génie civil des calculs aux éléments finis.

Telle est donc aujourd'hui l'identité de l'AFGC, qui repose sur un parti résolument technique.

Je conclurai en soulignant que la revue *Travaux* et l'AFGC poursuivent les mêmes objectifs avec des moyens complémentaires. Dans les deux cas il s'agit de faire circuler l'information technique et de contribuer au progrès et à la promotion du génie civil français. Le présent numéro va sans doute y contribuer efficacement grâce au choix des ouvrages qui y sont décrits.



■ **FRANÇOIS PERRET**

**Président  
de l'Association  
française de Génie  
civil**

# Déviations de Meaux

## Le viaduc sur la Marne : une pour un ouvrage d'exception

A la suite d'un appel d'offres sur performances destiné à stimuler l'innovation et la recherche au sein des entreprises de BTP, le viaduc de franchissement de la vallée de la Marne à Meaux (Seine-et-Marne) a été attribué par la DDE 77 à l'entreprise Razel sur une solution originale en béton précontraint avec des âmes métalliques plano-tubulaires®. L'ouvrage de 1 200 m de longueur et 31,10 m de largeur comporte un tablier unique constitué d'une poutre continue à vingt-deux travées, de portées comprises entre 49 et 55 m à l'exception de la travée sur la Marne dont la portée est de 93 m. Cette poutre mono-caisson, de hauteur constante égale à 4,50 m, est formée de deux hourdis en béton, de deux âmes métalliques plano-tubulaires et de bracons intérieurs et extérieurs en forme de W assurant le contreventement du caisson et supportant le hourdis supérieur. Avec un tracé en plan courbe de 1 000 m de rayon, le tablier dont le poids total atteindra 55 000 t, est préfabriqué sur la rive gauche par tronçons successifs de 25 m de longueur et mis en place par poussage.

### ■ L'OPÉRATION "DÉVIATION SUD-OUEST DE MEAUX"

Située dans un méandre de la Marne, à 40 km à l'Est de Paris, la ville de Meaux, sous-préfecture du département de Seine-et-Marne, bénéficie d'une situation géographique privilégiée qui l'a conduite à être, dès l'Antiquité, un carrefour de voies de communications très important (figure 1).

Aujourd'hui encore, plusieurs itinéraires de transit, chargés d'un fort trafic, convergent vers le centre de la ville : la RN 3 de l'ouest vers l'est, la RN 330 au nord-ouest, la RN 36 au sud. Il en résulte inévitablement, à certaines heures de pointe, des conditions de circulation extrêmement difficiles. Pour remédier à cette asphyxie croissante du centre-ville de Meaux, le projet d'un grand contournement routier de la ville, reliant la RN 36 au sud à la RN 3 à l'est en contournant complètement l'agglomération par l'ouest, inscrit depuis 1976 au schéma directeur de la Région de Meaux, a vu le jour, grâce à la volonté commune des quatre cofinanciers de l'opération que sont l'Etat, la Région Ile-de-France, le Département de Seine-et-Marne et la Ville de Meaux. La réalisation de ce grand contour-

nement s'inscrit dans le cadre des XI<sup>e</sup> et XII<sup>e</sup> Contrats de plan Etat - Région, et devrait être achevée à l'horizon 2004. Il est estimé que la réalisation de ce projet délesterait le trafic à l'intérieur même de la ville de Meaux de quelque 3 000 véhicules par heure aux heures de pointe avec, pour principales conséquences, des nuisances sensiblement réduites et une sécurité fortement accrue tant pour les usagers que pour les riverains.

La "déviations sud-ouest de Meaux" (tel est le nom de l'opération qui nous intéresse aujourd'hui) est le tronçon de ce grand contournement qui est réalisé sous la maîtrise d'ouvrage de l'Etat. Il s'agit d'une section autoroutière à 2 x 2 voies, élargissable à 2 x 3 voies, d'une longueur d'environ 6 km, devant relier l'autoroute A140 au sud de Meaux, à hauteur de la commune de Quincy-Voisins, à la RD 5 sur la commune de Villenoy, à l'ouest de la Marne. La déviations sud-ouest de Meaux est inscrite au schéma directeur de la Région Ile-de-France (SDRIF), en tant que maillon d'une future quatrième rocade est de l'Ile-de-France devant relier à terme les autoroutes A1, A4, A5 et A6.

L'opération a été déclarée d'utilité publique le 28 janvier 1999. Le coût total du projet a été estimé à 130 millions d'euros avec un financement réparti de la façon suivante : 30 % à la charge de l'Etat et 70 % à la charge de la Région Ile-de-France.

### ■ L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DE LA VALLÉE DE LA MARNE

Le tracé de la déviations sud-ouest de Meaux se débranche depuis l'autoroute A140 vers l'ouest au nord de la commune de Quincy-Voisins, en s'enfonçant profondément dans le coteau. Au sud de la commune de Mareuil-lès-Meaux, il franchit une énorme brèche naturelle : la vallée de la Marne, en aval de Meaux (photo 2).

La décision finalement retenue pour assurer ce franchissement a été la construction d'un ouvrage exceptionnel et spectaculaire : un viaduc de 1 200 m de long, ayant pour tracé en plan un arc de cercle de rayon 1 000 m, penté à 2,03 % de l'est vers l'ouest. Ce viaduc franchira successivement, d'est en ouest, le VC4 au sud de Mareuil-lès-Meaux, le canal de Meaux à Chalifert, la Marne, la voie SNCF Paris-Strasbourg et le canal de l'Ourcq. Au niveau des plus hautes piles, la plate-forme autoroutière surplombera la vallée d'un peu plus de 30 m. La culée Est de ce viaduc prend appui sur un remblai



Figure 1  
Carte routière du secteur  
de Meaux

Road map  
of Meaux sector

# structure innovante

appuyé sur la pente du coteau des Nolongues à Mareuil-lès-Meaux, et la culée ouest sur la rive ouest du canal de l'Ourcq, au milieu des bassins de décantation de la sucrerie Béghin Say de Villenoy. L'étude préliminaire de cet ouvrage d'art non courant, réalisée conjointement par le Setra, la DRE Ile-de-France et la DDE de Seine-et-Marne a été approuvée par décision ministérielle du 17 juillet 1998. Pour la suite de l'étude, il a été décidé de déroger à la circulaire du 5 mai 1994, qui définit les modalités d'élaboration, d'instruction et d'approbation des opérations d'investissement sur le réseau routier national non concédé.

## ■ UNE PROCÉDURE ORIGINALE : L'APPEL D'OFFRES SUR PERFORMANCES

### Motivation et raisons du choix de cette procédure

Une procédure tout à fait originale et exceptionnelle, surtout pour un ouvrage de cette importance, a été retenue pour lancer l'appel d'offres : la procédure d'appel d'offres sur performances. C'est sur la proposition du Service d'études technique des routes et autoroutes (Setra) que le Directeur des Routes a décidé d'inscrire la construction du viaduc de Meaux dans une démarche d'innovation, répondant en cela, à une volonté de promouvoir les moyens de relancer la recherche au niveau de la profession. Le viaduc de Meaux a été choisi pour sa taille, ses caractéristiques géométriques, la qualité du site qu'il traverse et l'adéquation de son calendrier d'études avec le lancement d'une telle procédure d'appel d'offres sur performances. La proposition du Setra soulignait l'importance du maintien des capacités d'innovation des entreprises, et la difficulté d'exprimer celles-ci dans le cadre d'un appel d'offres classique. Comme exemple, la démarche performancielle utilisée par la Société des autoroutes du Nord et de l'Est de la France (Sanef) a débouché sur l'utilisation de techniques innovantes pour deux viaducs de l'autoroute A16. Les caractéristiques du viaduc de Meaux le rendaient particulièrement intéressant pour une démarche d'innovation : il s'agit d'un grand ouvrage, nécessitant une approche architecturale soignée, mais permettant de nombreux choix quant à sa technique de réalisation : moyennes ou grandes portées, deux tabliers parallèles ou tablier unique de très grande largeur, hauteur constante ou va-

riable, structure en béton précontraint ou mixte acier-béton, plusieurs méthodes de construction étaient envisageables (encorbellements successifs, poussage, avancement, lancement, coulage en place ou préfabrication, etc.).

Conformément à l'Article 99 de l'ancien Code des marchés publics, sur un motif d'ordre technique, la consultation a donc été lancée sur la base d'un programme fonctionnel détaillé, les entreprises devant proposer un projet répondant à ce programme. L'intégration à la démarche de la promotion de l'innovation s'est traduite par la prise en compte de celle-ci parmi les principaux critères de jugement des offres.

L'appel d'offres portait ainsi sur la conception de l'ouvrage et l'établissement du projet puis sur son

**Olivier Berthelot**

ADJOINT AU CHEF  
D'ARRONDISSEMENT

**Jean-Yves Sablon**

CHEF DE DIVISION ETN OA  
DDE 77 (Seine-et-Marne)

**Daniel Lecointre**

DIRECTEUR TECHNIQUE

**Jérôme Petitjean**

INGÉNIEUR D'ÉTUDES  
Setra

**Emmanuel Boudot**

DIRECTEUR DE PROJET

**Eric Mercier**

INGÉNIEUR TRAVAUX - RESP. TABLIER  
Razel Division Grands Travaux

**Jean-Pierre Commun**

INGÉNIEUR CHEF DE SERVICE  
ÉTUDES

**Michel Placidi**

DIRECTEUR TECHNIQUE DU GROUPE  
Razel T. & M.

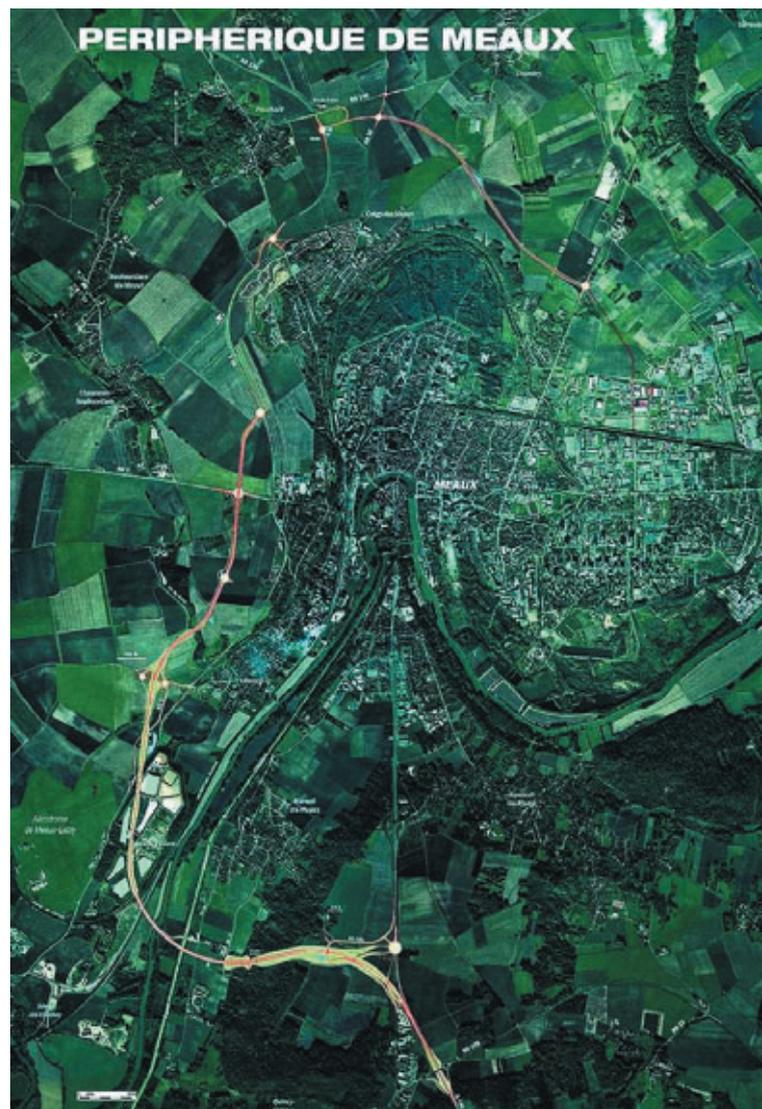


Photo 2  
Vue aérienne  
de la déviation sud-ouest  
de Meaux

*Aerial view of the Meaux  
southwest diversion*



## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maitre d'ouvrage**

Etat - Ministère de l'Équipement

### **Maitre d'œuvre**

DDE de Seine-et-Marne

### **Assistants du maître d'œuvre**

- Setra (contrôle des études du tablier)
- DREIF (contrôle des études des appuis)
- LREP (essais et contrôles sur chantier)

### **Entreprise**

Razel

### **Architecte associé à l'entreprise**

Berdj Mikaelian

### **Bureau d'études de l'entreprise**

Razel T. & M.

### **Sous-traitant charpente métallique**

DSD Sécométal

### **Sous-traitant fondations profondes**

Spie Fondations

### **Aciers passifs**

SAMT

### **Précontrainte**

Spie Précontrainte

exécution, conformément au deuxième alinéa de l'Article 99.

Toutefois l'appel d'offres ne portait que sur une partie de la conception de l'ouvrage, puisque la Direction départementale de l'Équipement (DDE), avec l'assistance du Setra, de la Direction régionale de l'Équipement d'Ile-de-France (DREIF) et du Laboratoire régional de l'Est parisien (LREP) avait établi préalablement à l'appel d'offres l'étude préliminaire de l'ouvrage, les études nécessaires à l'élaboration du programme fonctionnel ainsi que deux solutions techniques de référence annexées au dossier de consultation des entreprises. De plus la DDE assurera la maîtrise d'œuvre du projet ainsi que la direction de l'exécution des travaux (le Setra et la DREIF l'assistant pour le contrôle des études d'exécution et de méthodes, le LREP pour le contrôle de la qualité des matériaux mis en œuvre), la consultation débouchant sur un marché de travaux ordinaire.

C'est pourquoi, l'établissement des études par les entreprises consultées n'étant que partiel, la procédure d'appel d'offres sur performances a été mise en œuvre dans le cadre général de l'Article 99 du Code des marchés publics et non dans le cadre particulier de l'Article 100 de ce même Code relatif aux marchés de conception-réalisation.

Le choix de la procédure a été acté par la décision ministérielle du 17 juillet 1998 qui a approuvé l'EPOA du viaduc de Meaux.

## Les critères de l'appel d'offres

Les critères de jugement des offres, tels qu'ils étaient définis dans le programme de l'appel d'offres étaient les suivants dans l'ordre décroissant d'importance :

- 1.** Qualité technique de l'ouvrage terminé, cette qualité étant appréciée par rapport aux quatre points principaux suivants (sans ordre prioritaire) :
  - ◆ adéquation avec le programme fonctionnel ;
  - ◆ durabilité ;
  - ◆ sécurité apportée par le dimensionnement ;
  - ◆ caractère innovant.
- 2.** Qualité esthétique de l'ouvrage et respect du site sur le plan architectural et paysager.
- 3.** Prix.
- 4.** Dispositions d'exécution propres à assurer :
  - ◆ la qualité de la réalisation ;
  - ◆ la sécurité des ouvriers et des usagers des voies franchies pendant les travaux ;
  - ◆ la réduction des atteintes à l'environnement en cours de chantier.
- 5.** Coût de maintenance et d'utilisation.
- 6.** Délai d'exécution.

Le critère éliminatoire était le respect du programme fonctionnel. Celui-ci définissait les données générales que sont le profil en long, les gabarits, et les différentes contraintes du site (réseaux, exploitation des canaux et de la voie SNCF,...). Toutes

les offres respectaient les contraintes à quelques exceptions mineures près, et qui furent corrigées dans la seconde offre.

Afin d'évaluer la qualité technique des offres, une équipe constituée par le Setra et la DREIF a analysé chacune d'elle de façon très détaillée :

◆ d'une part sur la conception générale de l'ouvrage, où chaque projet a été examiné en détail quant à sa pertinence :

- validité de la conception générale et des méthodes de construction (élancement, balancement, flexion générale des tabliers, appuis, fondations profondes, équipements...),

- analyse critique des méthodes de réalisation pour assurer la qualité de la réalisation, la sécurité des ouvriers et des usagers des voies franchies en cours de travaux, ainsi que la réduction des atteintes à l'environnement (accès, méthodes d'exécution, terrassements),

- conformité au programme fonctionnel et notamment en ce qui concerne la géométrie : tracé, profil en long, gabarits, respect de l'emplacement des culées (dans la bande prévue) et de l'emprise des remblais d'accès, largeurs fonctionnelles, etc.,

- vérification des hypothèses de calcul, puis du dimensionnement (calcul et dispositions constructives) pendant les phases de construction et en service ;

◆ d'autre part, les détails de conception ont fait l'objet d'un contrôle minutieux (assemblage, bossage, braconnage,...). Ce dernier point a été regardé de façon d'autant plus précise que la solution ou son mode de construction est innovant (des calculs contradictoires ont été menés lorsque cela était jugé nécessaire).

Une fois la conception générale de l'ouvrage et son dimensionnement contrôlés, les points suivants ont été vérifiés plus en détail :

- ◆ les plans des appuis et du tablier et notamment la conception des assemblages ;
- ◆ la validation des dispositions constructives : accès, installations de chantier, terrassements (emprise) et mise en décharge, hygiène et sécurité, respect environnemental ;
- ◆ la validation des descentes de charge puis la vérification du dimensionnement des fondations ;
- ◆ la validation de l'avant-métré ainsi que des éléments essentiels du CCTP, du planning d'exécution et du contenu des prix.

Pour noter la qualité esthétique des projets, un architecte et un paysagiste ont utilisé les planches qui étaient demandées dans l'offre comportant des rendus architecturaux ainsi que des insertions dans le paysage sur les photos fournies dans le DCE. De plus, les architectes de chaque projet devaient remettre un mémoire pour expliciter leurs choix et les raisons qui les avaient conduits à choisir les différents aspects architecturaux de l'ouvrage.

Enfin, pour estimer le critère prix, qui n'arrivait ici qu'en troisième position, la DDE a dû vérifier les

avant-métrés fournis dans les offres et éventuellement intégrer les quantités à ajouter suite à l'analyse technique (ajout de précontrainte, de ferrillage...) ou les oublis.

## ■ LA SOLUTION RETENUE : UNE STRUCTURE MIXTE EN BÉTON PRÉCONTRAIT À ÂMES "PLANO-TUBULAIRES"

A l'issue de cet examen détaillé des huit projets proposés, de l'audition par le jury des huit entreprises et de l'analyse des réponses aux questions posées, la solution retenue a été celle présentée par l'entreprise Razel, associée à l'architecte Berdj Mikaelian, avec pour bureau d'études le bureau d'études de l'entreprise, Razel Techniques et Méthodes. Ce projet comporte une structure mixte associant béton précontraint et métal, mais de conception originale : la poutre à "âmes plano-tubulaires".

### Caractéristiques générales de l'ouvrage

Le tablier de l'ouvrage se présente comme une poutre continue en béton précontraint de 1200 m de longueur totale, simplement appuyée sur ses vingt et une piles et ses deux culées d'extrémité. Cette poutre, d'une hauteur constante égale à 4,50 m, a une section transversale en mono-caisson tubulaire de 31,10 m de largeur utile.

Le tablier comporte 22 travées de portées légèrement variables, compte tenu des contraintes d'emprises au sol, mais comprises entre 49 m et 55 m à l'exception de la travée sur la Marne, dont la portée est de 93 m et de la travée de rive est, dont la portée est de 34 m.

L'axe en plan de l'ouvrage est, sur toute sa longueur, un cercle de rayon 1000 m, tandis que son profil en long est une droite de pente constante, ascendante depuis la culée C0 à l'ouest, vers la culée C22 à l'est, suivant une pente de 2 %.

Le tablier est préfabriqué par tronçons successifs d'environ 25 m de longueur chacun et mis en place par poussage depuis l'extrémité est.

### La section transversale du tablier

La section transversale du tablier, en forme de caisson mono-cellulaire, est constituée d'un hourdis supérieur supportant la chaussée et d'un hourdis inférieur, tous deux en béton, de deux âmes verticales métalliques de conception originale, appelées "âmes plano-tubulaires", et de quatre bracons diagonaux non continus, deux à l'intérieur du caisson et deux à l'extérieur, destinés à soutenir le hourdis supérieur et à assurer en même temps le contreventement de la structure en lui conférant

une très grande rigidité à la torsion. Ces bracons, intérieurs en béton et extérieurs métalliques, en forme de W, sont disposés dans des plans perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage, tous les 3,105 m. La conception originale de ces "âmes plano-tubulaires" a été faite par Razel en collaboration avec Michel Marchetti, consultant. Elle a fait l'objet d'un dépôt de brevet d'invention auprès de l'Institut national de la propriété industrielle, en date du 15 septembre 1999, brevet étendu à l'ensemble des pays européens.

Le caisson central a une largeur de 12,50 m entre axes des âmes, les encorbellements latéraux dépassant de 9,30 m de part et d'autre de ce caisson. Les bracons intérieurs, en béton armé, assurant, en plus de l'appui du hourdis central, le contreventement continu du caisson, sont connectés aux hourdis par des armatures en attente, alors que les bracons extérieurs métalliques, essentiellement comprimés par la charge des encorbellements, le sont au moyen de platines comportant des goujons.

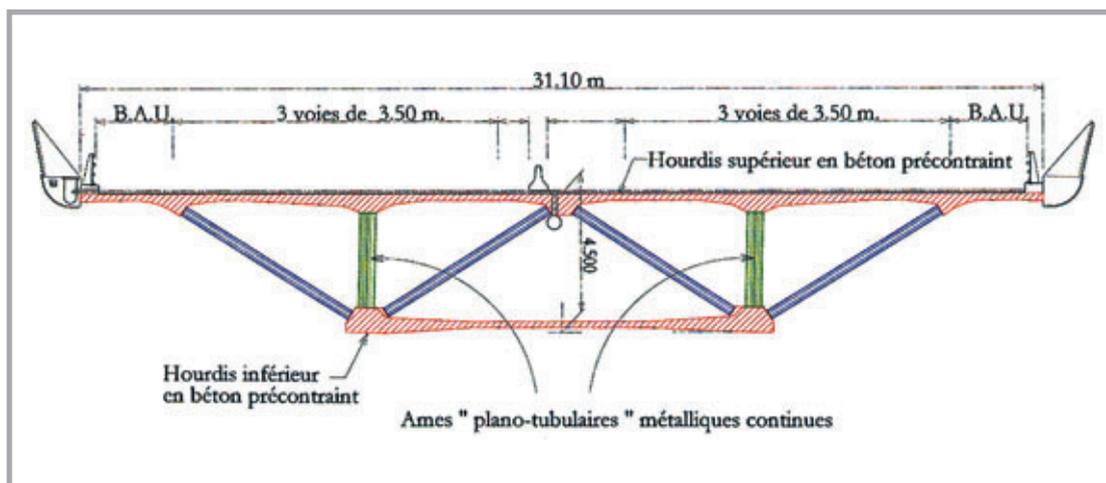


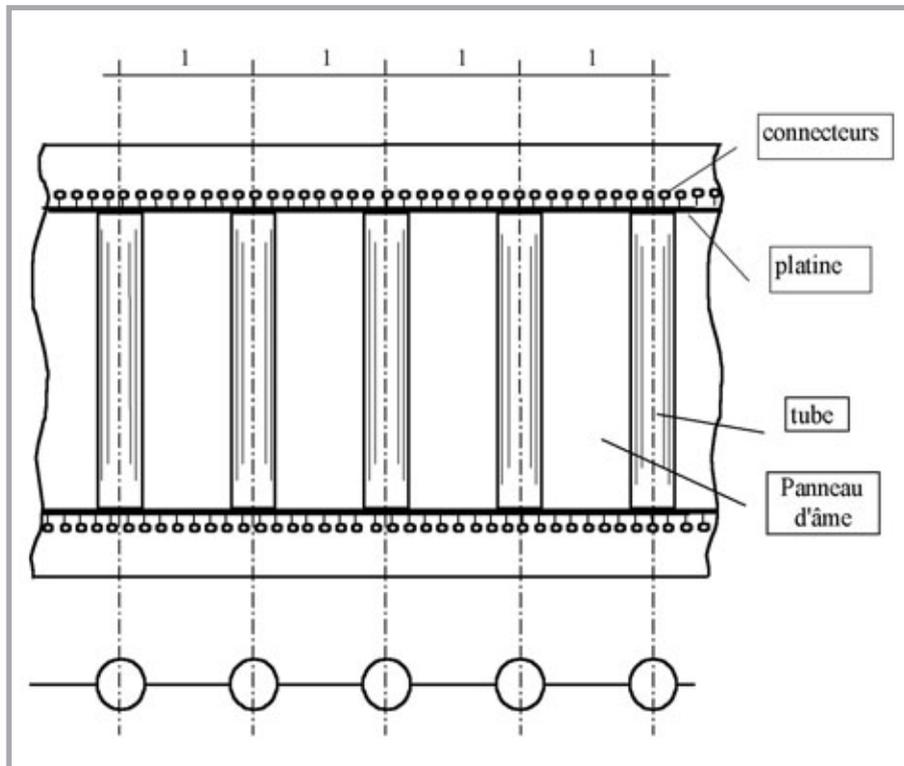
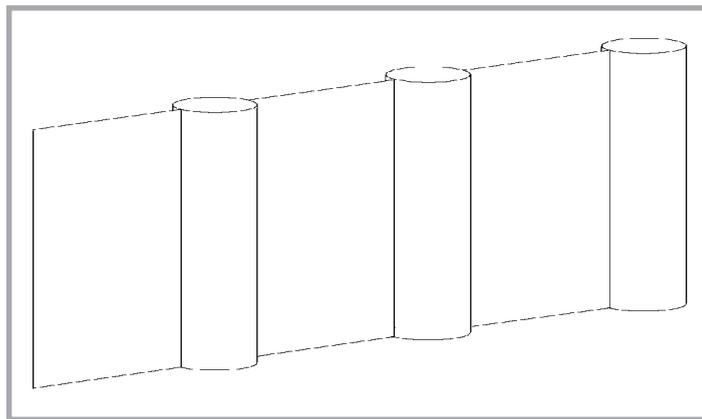
Figure 3  
Section transversale du tablier  
Cross section of the deck

Le hourdis supérieur, sur ses 31,10 m de largeur, a une pente transversale de 2,5 %, constante sur toute la longueur de l'ouvrage, suivant le dévers général du tablier. Son épaisseur est variable, de 22 cm dans les parties courantes, à 60 cm au droit des âmes plano-tubulaires, 70 cm au droit des bracons intérieurs et 72 cm au droit des bracons extérieurs, avec des goussets trapézoïdaux de raccordement. Il est en outre renforcé à ses extrémités latérales par un épaississement à 25 cm sur 45 cm de largeur et sur toute la longueur du tablier, pour permettre l'ancrage des câbles de précontrainte transversale et reprendre les efforts d'ancrage des poteaux des barrières BN 4. Il est précontraint transversalement au moyen de câbles 4T15S formés de mono-torons gainés cirés, en acier de classe 1860 MPa, ces câbles étant disposés tous les mètres (figure 3).

Le hourdis inférieur, de 13,80 m de largeur, comporte deux talons de 1,30 m de large, centrés sous les âmes, reliés par une dalle en béton armé dont

**Figure 4**  
Représentation schématique en perspective d'un panneau d'âme "plano-tubulaire", hors connexion au béton

*Schematic perspective projection of flat tubular cell panel, excluding connection to the concrete*



**Figure 5**  
Elévation et coupe en plan d'un panneau d'âme "plano-tubulaire"

*Elevation and plan views of a flat tubular cell panel*



l'épaisseur varie de 20 cm en partie centrale jusqu'à 50 cm à l'extrémité des goussets de raccordement droits. Les talons latéraux ont une sous-face à trace horizontale de façon à se développer longitudinalement suivant le profil en long de l'ouvrage en formant une hélice, permettant ainsi le poussage de la structure.

### Les âmes plano-tubulaires®

Les "âmes plano-tubulaires®", protégées par un brevet, sont constituées d'une succession de panneaux de tôles métalliques planes de 1,05 m de longueur et 3,06 m de hauteur, et de 20 ou 25 mm d'épaisseur selon leur position dans la structure, reliées entre elles par des tubes métalliques de 508 mm de diamètre et de 12,7 mm d'épaisseur, d'axe vertical. Ces panneaux mixtes (tôle plane/tube) comportent en partie supérieure des platines en tôles métalliques permettant leur liaison aux hourdis en béton par l'intermédiaire de connecteurs goujons. La connexion de ces âmes au béton du hourdis inférieur se fait par interpénétration direc-

te de l'âme à l'intérieur du nœud avec des goujons horizontaux (figures 4 et 5).

Les éléments des panneaux d'âmes plano-tubulaires, tôles, tubes et platines, sont en acier de nuance S355. Les soudures reliant les tubes aux panneaux plans sont, sur la presque totalité de la longueur de l'ouvrage de simples soudures d'angle. Seules les soudures des éléments situés à proximité des piles sont des soudures en pleine pénétration. Ces soudures verticales assurent une répartition uniforme des contraintes de cisaillement sur toute la hauteur du panneau tandis que les connexions haute et basse des tubes et des panneaux plans au béton des hourdis assurent une transmission tout aussi uniforme des efforts de glissement entre les hourdis en béton et les âmes métalliques sur toute leur longueur.

Les tubes verticaux sont disposés tous les 1,55 m. Leur déformabilité radiale permet par ovalisation d'absorber, sans aucune opposition, et donc sans effort, les déformations longitudinales imposées ou subies par le béton, provenant soit de la précontrainte, soit des variations thermiques, du retrait ou du fluage. De ce fait, les efforts de précontrainte passent essentiellement dans les hourdis en béton ce qui accroît son efficacité résultante, et d'autre part, la concentration de la matière donnant de l'inertie aux points haut et bas de la section confère à cette dernière un rendement mécanique extrêmement élevé. Dans le cas présent de la section du viaduc de Meaux, on obtient un rendement mécanique de 0,83, à comparer à celui d'une section équivalente entièrement en béton qui serait de l'ordre de 0,55. L'ensemble des éléments métalliques de la structure est protégé contre la corrosion par un triple complexe de peinture époxy.

Parmi les autres avantages apportés par la conception de ces âmes, on peut noter que la présence des tubes verticaux régulièrement espacés offre un raidissage naturel des panneaux plans, ce qui permet de s'affranchir des raidisseurs verticaux classiques. De même, ces tubes confèrent une certaine rigidité transversale aux panneaux d'âme dans lesquels il est alors possible d'encastrier, au moins partiellement, le hourdis inférieur pour assurer le fonctionnement de la structure en caisson.

Une telle structure, en outre sensiblement plus légère qu'une structure classique en béton, permet de réduire la quantité de précontrainte nécessaire tout en améliorant le comportement des matériaux béton et acier qui travaillent essentiellement dans leur domaine privilégié de fonctionnement.

Enfin, les calculs effectués et l'analyse détaillée de son fonctionnement ont montré que ce type de structure, contrairement à d'autres types de structures semblables, était extrêmement peu sensible aux phénomènes de fatigue, à la fois par les contraintes auxquelles les matériaux sont soumis et par le mode de déformation que ce fonctionnement engendre (ovalisation des tubes).

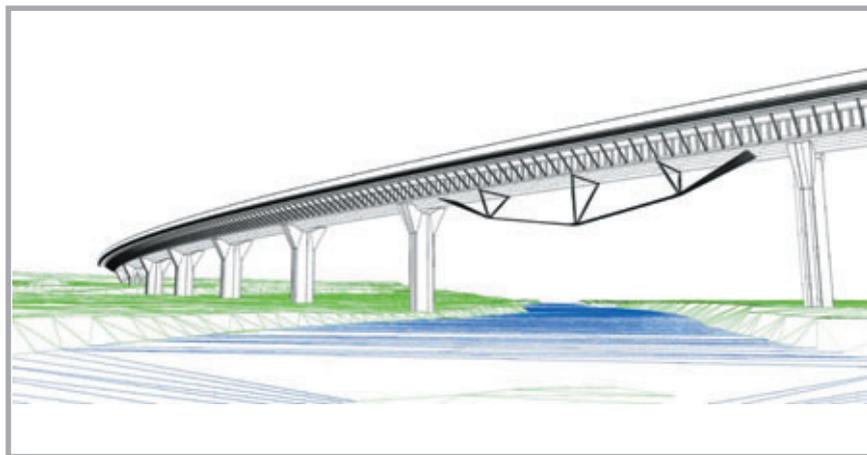
## La précontrainte longitudinale

La précontrainte longitudinale du tablier est formée de deux familles de câbles :

- ◆ les câbles de première phase mis en œuvre avant poussage de la structure, au fur et à mesure de la construction des plots successifs du tablier ;
- ◆ les câbles de seconde phase mis en œuvre après poussage de la structure, le tablier étant dans sa position définitive.

Les câbles de la première famille sont du type 12T15S, de classe 1860 MPa, intérieurs au béton, disposés dans le hourdis supérieur et du type 19T15S, de classe 1860 MPa, eux aussi intérieurs au béton et disposés dans le hourdis inférieur. Ces deux séries de câbles ont un tracé sensiblement droit. En partie courante, cette famille comporte vingt câbles, filants sur toute la longueur de l'ouvrage, dont douze disposés dans le hourdis supérieur et huit dans le hourdis inférieur. En partie avant du tablier au poussage, dans la zone "perturbée" par la console et l'avant-bec, on a un renforcement de cette précontrainte de première phase portant à trente-deux le nombre total de câbles, dont vingt dans le hourdis supérieur et douze dans le hourdis inférieur. Les câbles du hourdis supérieur de la partie courante sont répartis dans les cinq nervures longitudinales situées dans l'axe du caisson central, au droit des âmes et dans les encorbellements latéraux, au droit des points d'appuis des bracons extérieurs. Cette disposition des câbles en cinq poutres permet d'assurer une parfaite répartition de la précontrainte sur toute la largeur du hourdis et une très bonne diffusion des efforts appliqués. Les huit câbles du hourdis inférieur sont placés dans les nœuds inférieurs sous les âmes planotubulaires, quatre câbles dans chaque nœud. Les câbles du hourdis supérieur sont couplés les uns aux autres, de façon à ce que l'on n'ait jamais plus de deux coupleurs dans la même section, chaque câble ayant, en moyenne la longueur de six plots de bétonnage. Les câbles du hourdis inférieur sont ancrés de façon classique dans des bossages doubles, assurant ainsi leur recouvrement et une parfaite continuité de l'effort de précontrainte. Ces câbles intérieurs au béton sont enfilés dans des gaines métalliques et injectés au coulis de ciment. Dans toute la partie courante du tablier, du fait de la nature même de ce type de structure, et comme expliqué précédemment, ces câbles de première phase, bien que régnant de façon continue en partie supérieure et en partie inférieure de la section sur toute la longueur de l'ouvrage, ne sont pas détendus en fin de poussage. Seuls les câbles renforçant cette précontrainte dans les deux premières travées, entre C0 et P2, sont détendus en fin de poussage.

Les câbles de la seconde famille sont du type 19T15S, de classe 1860 MPa, extérieurs au béton, disposés à l'intérieur du caisson central et de



**Figure 6**  
**Dessin perspective**  
**de la travée sous-bandée**  
**sur la Marne**

*Perspective drawing*  
*of the underside-braced*  
*span over the Marne*

tracé polygonal. En partie courante, cette famille comporte six câbles, filants sur toute la longueur de l'ouvrage, trois de chaque côté du caisson. Ces câbles sont ancrés dans des bossages doubles placés en milieu de travée. Chaque câble couvre deux travées complètes plus les deux demi-travées adjacentes au milieu desquelles il est ancré. Chaque câble a donc une longueur correspondant à trois travées et au milieu de chaque travée, se trouve un bossage de recouvrement d'une paire de câbles. Ces câbles, dans les deux travées intermédiaires dans lesquelles ils passent en continu, sont déviés dans deux déviateurs placés sensiblement au quart et aux trois quarts de la travée. Sur piles, ils passent en partie supérieure de poteaux formant déviateurs. Ces câbles 19T15S, extérieurs au béton, sont disposés dans des gaines en PEHD et injectés à la cire pétrolière. Les gaines PEHD traversent les bossages et les déviateurs intermédiaires à l'intérieur de tubes métalliques cintrés, de 180 mm de diamètre, qui forment double chemisage et permettent d'assurer ainsi leur démontabilité. Un tube laissé vide est disposé en outre dans chaque bossage et chaque déviateur permettant la mise en œuvre d'une éventuelle précontrainte additionnelle représentant 33 % de la précontrainte extérieure initiale.

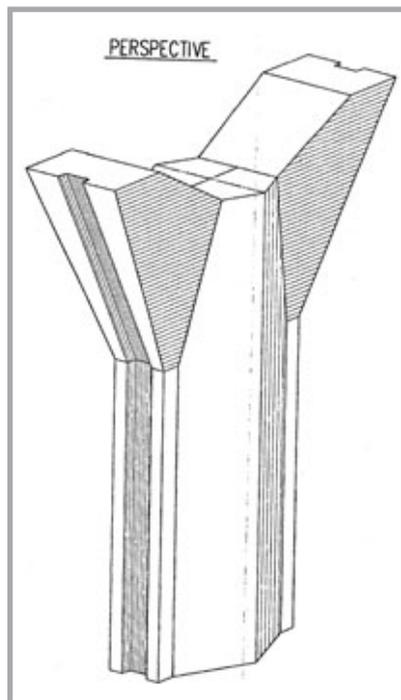
## La travée sur la Marne

Compte tenu de sa grande portée de 93 m, le tablier est renforcé dans la travée de franchissement de la Marne et comporte, en plus des câbles courants de première et de seconde famille, un sous-bandage constitué de six câbles 27T15S, à tracé polygonal, excentrés par trois poinçons métalliques. Ces câbles sont ancrés dans le caisson au droit des appuis sur les piles P7 et P8 encadrant la travée sur la Marne. Ils sont excentrés sous l'intrados du tablier par trois poinçons en forme de V, constitués de tubes métalliques, cet excentrement étant de 10,00 m au droit du poinçon central, dans l'axe de la travée, et de 6,00 m au droit des deux poinçons latéraux. Pour des raisons esthétiques et architecturales, ces six câbles sont regroupés en faisceau entre les poinçons latéraux et les piles (figure 6).

Par analogie avec les câbles de précontrainte ex-

**Photo 7**  
Image de synthèse  
de l'ouvrage au droit  
de la travée  
sur la Marne

**Composite image**  
of the structure  
at the level  
of the span  
over the Marne



**Figure 8**  
Dessin en perspective  
d'une pile

**Perspective drawing**  
of a pier



**Photo 9**  
Vue de deux fûts terminés  
View of two completed shafts

tradossée, en les considérant comme intermédiaires entre des câbles extérieurs et des haubans, le dimensionnement de ces câbles de sous-bandage est effectué avec une limite égale à 65 % de la limite de rupture garantie ( $0,65 f_{rg}$ ). Ces câbles 27T15S seront placés sous gaines en polyéthylène haute densité, et injectés à la cire pétrolière. Ils sont facilement accessibles, démontables et remplaçables (photo 7).

### Les appuis

Les piles comportent un fût unique creux ayant une section constante en forme de losange et une hauteur variable adaptée à la configuration du site et aux niveaux du terrain naturel et du tablier. Ce fût unique est surmonté par un chevêtre en forme de V très ouvert et formant tête de pile. Les chevêtres,

identiques sur toutes les piles, d'une hauteur de 7,60 m, offrent une face supérieure d'appui du tablier constituée de deux surfaces rectangulaires de 3,60 x 2,50 m, permettant de disposer sans difficulté les appareils d'appui provisoires pour le passage et définitifs pour l'ouvrage en service, ainsi que tous les équipements nécessaires pour assurer leur visite et leur maintenance. Les chevêtres sont précontraints dans le sens transversal par six câbles de précontrainte de type 12 ou 19T15S selon les appuis et les efforts auxquels ils doivent résister. Ces chevêtres comportent, à leur partie inférieure, un diaphragme obturant le fût, constitué d'une dalle plane en béton comportant un trou d'homme et reprenant les poussées au vide générées par la cassure angulaire des parois des fûts. Ces fûts de pile ont une longueur de 7,50 m, une largeur de 4,50 m, et une épaisseur de paroi de 0,30 m. La hauteur totale des piles, depuis le dessus de la semelle jusqu'à la face supérieure du chevêtre, varie de 15,80 m pour la pile P1 à 37,20 m pour la pile P16, la hauteur des fûts proprement dits, de section constante, varie de 2,07 m à 29,60 m. Il faut toutefois noter que pour les deux fûts les plus courts, sur les piles P1 et P2, en bordure du canal de l'Ourcq et entre ce canal et les voies SNCF, un traitement spécifique a été prévu, consistant à les évider en leur partie centrale à la base, de façon à éviter le risque d'impression de masse qu'ils auraient pu donner et accroître ainsi l'effet de légèreté et de transparence recherché (figure 8 et photo 9).

Chaque pile est équipée, à l'intérieur de son fût et sur toute sa hauteur, outre l'éclairage, d'échelles métalliques à crinolines, avec paliers intermédiaires de sécurité, permettant d'accéder, depuis le bas, sur le dessus du chevêtre, et de là, à l'intérieur du tablier, et inversement. En pied, chaque fût de pile comporte une porte métallique fermant à clef, et disposée dans le fond de la rainure latérale du fût, de largeur 0,90 m, de façon à la rendre la plus discrète possible.

Les deux culées d'extrémité sont du type culées noyées, formées d'un chevêtre en béton armé, sur lequel prend appui le tablier, d'un mur garde-grève et de murs en retour retenant les remblais de la plate-forme autoroutière. Elles sont équipées d'une porte métallique donnant accès sur le chevêtre et, de là à l'intérieur du caisson du tablier, elles comportent accrochée à l'arrière du mur garde-grève une dalle de transition.

Des murs en béton armé, traités architecturalement, assurent le soutènement des remblais et la transition à la plate-forme autoroutière aux deux extrémités de l'ouvrage, en participant à l'intégration de ces culées dans l'environnement.

Les fondations des appuis sont de deux types :

- ◆ superficielles sur semelles en béton armé rectangulaires de 10,00 x 8,00 m pour les piles P1 et P2, et de 11,00 x 8,50 m pour les piles P3, P4,

P5, et P21, ainsi que pour la culée C22 à l'extrémité est de l'ouvrage, ces appuis étant situés dans une zone où le substratum résistant formé de marne et de calcaire de bonne tenue est très proche de la surface du sol;

◆ profondes sur pieux forés en béton armé de 1,80 m de diamètre, ancrés sur ou dans l'horizon de calcaire sous-jacent très résistant, pour les autres piles ainsi que pour la culée C0 à l'extrémité ouest de l'ouvrage.

Compte tenu des sollicitations appliquées à ces différents appuis et de leur position dans l'ouvrage, les piles P7 et P8, en bordure de la Marne, comportent six pieux forés de 1,80 m de diamètre ancrés dans une semelle rectangulaire de 12,60 x 7,80 m réalisée à l'intérieur d'un batardeau en palplanches métalliques, les piles P6, P9, P10, P11, P14 et P15 comportent cinq pieux forés ancrés dans une semelle de 11,40 x 7,80 m elle aussi réalisée à l'intérieur d'un batardeau, les piles P12, P13, P16, P17, P18, P19 et P20 comportent aussi cinq pieux forés, mais leurs semelles de 10,80 x 7,50 m sont exécutées sans batardeau.

### **La méthode de construction du tablier**

La méthode de construction du tablier est le poussage. Ce dernier est préfabriqué par plots successifs de longueurs variables allant jusqu'à 29 m, sur une aire de préfabrication située derrière la culée C22, à l'est de l'ouvrage. Après la préfabrication de chaque plot, le tablier est poussé de la longueur correspondant au tronçon préfabriqué.

Compte tenu de la spécificité de la section transversale, l'aire de préfabrication du tablier, d'une longueur de 150 m environ, comporte quatre zones distinctes :

◆ une première zone située à l'arrière correspond à la pose, l'assemblage et la préparation des panneaux d'âmes métalliques plano-tubulaires (déchargement, pose, réglage, soudures, peinture, équipement, contrôles), avec introduction des armatures situées sous ces âmes;

◆ la seconde zone, située en avant de la précédente, correspond, après mise en place des bracons intérieurs en béton, au coffrage, ferrailage et coulage du hourdis inférieur et de la partie basse de la nervure centrale supérieure (de façon à solidariser les bracons entre eux);

◆ la troisième zone correspond, après mise en place des bracons métalliques extérieurs, au coffrage, ferrailage et coulage du hourdis supérieur;

◆ enfin la quatrième zone correspond à la mise en œuvre de la précontrainte transversale et d'une partie de la précontrainte longitudinale de l'ouvrage, celle nécessaire au poussage, ainsi qu'à la mise en place des premiers équipements du tablier.

La position de l'aire de préfabrication par rapport

à la culée C22 a été déterminée de façon à ce que d'une part les positions d'arrêt du tablier après chaque poussage ne génèrent pas des moments négatifs de console trop importants qui pourraient engendrer du fluage à l'avant du tablier, d'autre part que la section d'about au contact de laquelle est coulé le nouveau tronçon ne tourne pas sous l'effet de la flèche en travée de rive, enfin pour que les câbles générés au fur et à mesure du poussage soient suffisamment longs pour réduire le nombre d'ancrages et de coupleurs.

A son extrémité avant, le tablier est équipé d'un avant-bec métallique de 40 m de longueur pesant environ 95 t. Cet avant-bec est fixé au tablier par l'intermédiaire de quarante barres de précontrainte de type Mac Calloy de diamètre 50 mm, traversant une entretoise renforcée formant l'about "est" du tablier et constituant le voussoir sur culée C0. Cet avant-bec comporte à son extrémité avant un dispositif d'accostage permettant de reprendre la flèche en bout de console avant son arrivée sur les piles.

Le tablier se déplace sur chaque pile par l'intermédiaire de patins de glissement en néoprène Téflon® glissant sur des selles en acier inoxydable poli de 1,90 m de long par 0,60 m de large. Compte tenu de sa courbure importante et de sa grande longueur, le tablier sera guidé tout au long de sa trajectoire par une dizaine de dispositifs de guidage fixés en tête de certaines piles.

Le poussage proprement dit du tablier – qui est en réalité un tirage – est effectué par l'intermédiaire de deux vérins de traction avaleurs de câbles, de type vérin de précontrainte 31T15 à double plateau à clavetage et dé-clavetage automatiques. Compte tenu des efforts de poussage importants appliqués, une procédure rigoureuse de suivi tout au long du poussage sera mise en œuvre avec contrôle des efforts et des déplacements en tête de chaque pile.

### **MISE AU POINT DE LA STRUCTURE**

Aussitôt après la signature du marché, et sur proposition de l'entreprise, un certain nombre de mises au point et d'améliorations de détails structuraux ou constructifs ont été envisagées et un essai sur une poutre à l'échelle 1 a été réalisé.

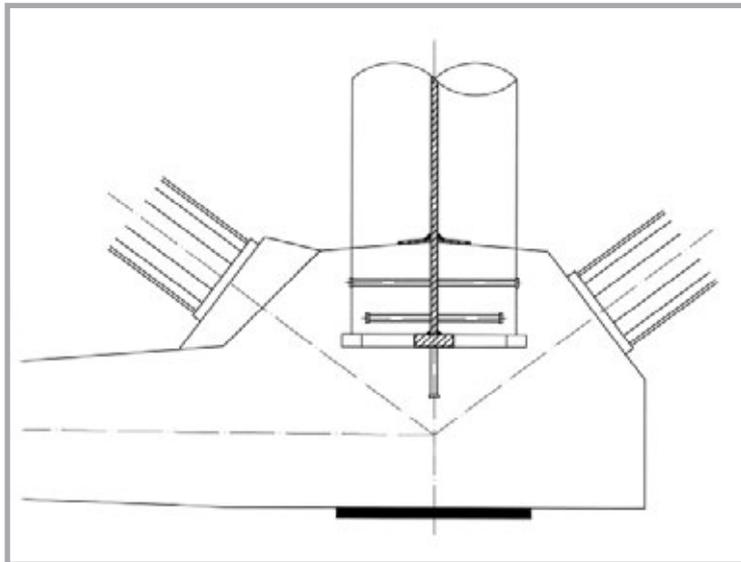
### **Aménagement de la connexion inférieure**

La solution initiale prévoyait de connecter l'âme plano-tubulaire aux hourdis supérieurs et inférieurs selon la même disposition classique, c'est-à-dire par l'intermédiaire d'une semelle métallique et de connecteurs goujons verticaux.

Pendant, devant la difficulté de garantir un bé-

**Figure 10**  
Principe  
de la connexion  
inférieure  
par interpénétration  
de l'âme plano-tubulaire  
dans le hourdis  
en béton

*Principle  
of lower connection  
by interpenetration  
of the flat tubular cell  
in the concrete slab*



**Photo 11**  
Détail  
de la connexion inférieure  
avant bétonnage

*Detail of lower  
connection  
before concreting*



**Photo 12**  
Mise en place  
de l'élément d'âme  
dans le coffrage  
de la poutre d'essai

*Laying of the cell element  
in the test girder  
shuttering*



► tonnage correct du hourdis inférieur en béton sous une semelle complètement horizontale, l'entreprise a imaginé un principe de connexion inférieure différent.

En zone inférieure, les tubes et les panneaux plans des âmes sont encastrés sur une profondeur de 30 cm dans le béton du hourdis inférieur. La transmission de l'effort de glissement entre l'acier et le



**Photo 13**  
Vue générale de la poutre expérimentale sur son banc d'essai

*General view of the experimental girder  
on its test bench*

béton est assurée par des goujons soudés horizontalement sur les panneaux plans et par "effet goujon" des tubes eux-mêmes, enchâssés dans le béton.

Afin de permettre une bonne diffusion des réactions d'appui dans les âmes métalliques en cours de poussage et en service, des plats métalliques de 40 mm d'épaisseur, noyés dans le béton, sont soudés à la base des tôles (figure 10).

Les tubes confèrent une rigidité de flexion transversale aux panneaux d'âme et il est alors possible d'y encastrent le hourdis inférieur. La reprise de cet effort d'encastrement est assurée par trois U en acier HA32 soudés le long des tubes, qui s'insèrent dans le ferrailage longitudinal du hourdis.

Enfin, une tôle sacrificielle est placée à la limite supérieure du hourdis en béton afin de reporter le point triple de corrosion à l'extrémité d'une pièce secondaire en l'écartant de la base de l'âme principale (photo 11).

### La poutre d'essai

Un élément de la structure a été réalisé à l'échelle 1/1, afin de vérifier d'une part, la faisabilité des dispositions constructives adoptées et d'autre part, de valider les principes de fonctionnement de la structure.

Une poutre isostatique de hauteur 4,5 m, de 10,30 m de longueur, pour un poids de 65 t, reposant sur des appuis simples par l'intermédiaire de portiques métalliques, formait le corps d'épreuve (photos 12 et 13). La section transversale de la poutre était constituée d'un tronçon d'âme et d'une partie des hourdis supérieurs et inférieurs.

Cet élément d'essai a été équipé de 90 voies de mesure reliées à différentes jauges et capteurs. Les principaux points étudiés expérimentalement ont été :

- ◆ la répartition des contraintes normales dans la section sous efforts longitudinaux ;

- ◆ les déplacements globaux de l'élément d'essai, la déplanation transversale d'un panneau d'âme ainsi que l'ovalisation des tubes;

- ◆ la répartition des contraintes de cisaillement dans les âmes métalliques;

- ◆ la diffusion des réactions d'appuis en cours de poussage;

- ◆ la diffusion des contraintes normales et de cisaillement dans la zone de connexion inférieure.

Cet élément de poutre a été soumis à de nombreux cas de charges, représentatifs de ceux qui seront appliqués sur la structure réelle, composés à partir :

- ◆ d'une précontrainte longitudinale dans les hourdis (deux câbles 12T15 inférieurs et quatre câbles 12T15 supérieurs);

- ◆ d'une réaction d'appui maximale au poussage aux ELS (1 200 t) appliquée successivement sous un tube puis sous un panneau à l'aide de quatre vérins.

L'ensemble de ces essais a permis de mettre en évidence une très bonne concordance entre les hypothèses théoriques de calcul et le fonctionnement réel de la structure.

En fin d'essais, la réaction de poussage a été augmentée jusqu'à 2 000 t sous un panneau, soit 1,2 fois l'ELU, sans qu'aucun voilement d'âme ne se produise. Seule une fissuration locale des hourdis, normale à ce niveau de charge, a été constatée.

### Hypothèses et modèles de calcul

Différents modèles aux éléments finis ont été réalisés afin d'étudier le comportement théorique de la structure. Certaines modélisations incluaient des calculs élasto-plastiques en grands déplacements afin d'évaluer les risques d'instabilité des âmes. Les résultats obtenus ont été confirmés par les essais.

Ces modèles ont également permis de déterminer les caractéristiques mécaniques à introduire dans un modèle général de calcul constitué d'éléments de poutre tridimensionnels :

- ◆ caractéristiques de calcul des efforts et des contraintes;

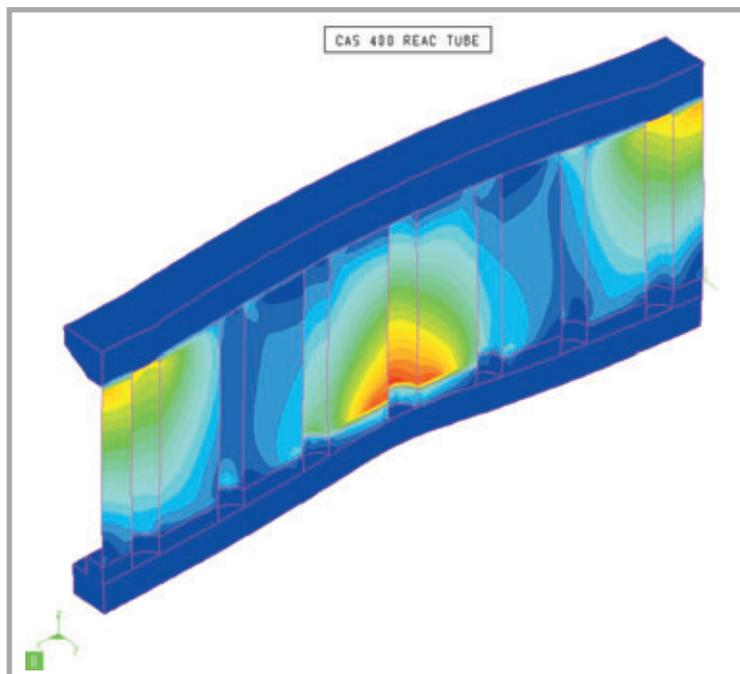
- ◆ section réduite d'effort tranchant de la section "équivalente";

- ◆ influence du traînage de cisaillement dans le calcul des contraintes, du fait de la grande largeur du tablier devant les portées.

Le modèle général intégrait évidemment la souplesse des appuis et des longrines de poussage, le phasage de construction, la géométrie tridimensionnelle du câblage et les pertes de précontrainte ainsi que le fluage et le retrait des parties bétons, ce qui a permis de justifier la structure au poussage et en service.

Les actions, notamment pour les charges routières, et les combinaisons prises en compte sont celles de l'Eurocode 1. Les justifications de contraintes

ont été menées conformément au règlement français (figure 14).



**Figure 14**  
Représentation d'un champ de contrainte dans le modèle d'étude aux éléments finis de l'élément d'essai  
*Representation of a stress field in the model for finite-element study of the test part*



**Photo 15**  
Forage des pieux de diamètre 1,80 m  
*Drilling piles of diameter 1,80 m*



**Photo 16**  
Plate-forme de la pile P20, montrant le gabarit d'assemblage de la cage d'armatures préfabriquée et le noyau de coffrage intérieur du fût  
*Platform of the P20 pier, showing the template for assembly of the prefabricated concrete reinforcing cage and the interior shuttering core of the shaft*

**Photo 17**  
Coffrage outil  
des têtes de pile  
*Sectional formwork  
for pier heads*



**Photo 18**  
Vue d'ensemble  
du chantier des piles  
en juin 2002  
*General view  
of pier works  
in June 2002*



**Photo 19**  
Vue d'ensemble montrant l'avancement du chantier des piles en octobre 2002  
*General view showing progress on pier works in October 2002*



## ■ DÉROULEMENT DU CHANTIER

Le marché ayant été notifié à l'entreprise le 1<sup>er</sup> juillet 2001, après une période de préparation de six mois environ, les travaux ont démarré au début de l'année 2002.

Aujourd'hui, les installations générales sont faites, comprenant notamment le grand remblai côté "est", entourant et supportant la culée C22, l'ensemble des pistes de desserte du chantier et le pont provisoire de franchissement de la Marne. Les pieux de fondation sont terminés de même que les semelles des piles, et les fûts de pile ainsi que les chevêtres en tête de pile sont en cours de réalisation (photos 15, 16, 17 et 18).

Environ la moitié des superstructures des appuis est réalisée à ce jour (photo 19).

En ce qui concerne l'aire de préfabrication du tablier, en tête du grand remblai "est", derrière la culée C22, son installation a été conditionnée par le tassement du remblai et surtout des couches sous-jacentes, plus compressibles que prévu. Le génie civil des longrines de poussage et de freinage a été réalisé entre avril et juillet 2002, et le scellement des tôles de glissement en septembre après suivi et analyse du comportement du substratum. Le tassement doit atteindre trois centimètres sur les seize mois que doit durer la préfabrication du tablier, ce qui va nécessiter un suivi topographique accru ainsi que des réglages "itératifs" des selles de glissement sur les premiers appuis. L'installation s'est poursuivie entre septembre et novembre pour les coffrages proprement dit du tablier. L'avant- bec a été monté en octobre et novembre 2002, ainsi que les équipements de montage et d'assemblage des âmes plano-tubulaires métalliques par DSD Séco-métal (sous-traitant chargé de la fabrication, de la



**Photo 20**  
Vue d'ensemble de l'aire  
de préfabrication  
*General view  
of the prefabrication area*

fourniture, de la pose et de la soudure de ces âmes ainsi que de leur peinture).

Le démarrage de la préfabrication du premier tronçon comportant notamment la zone de liaison avec l'avant-bec s'est effectué durant le mois de novembre 2002 pour un démarrage effectif du poussage en décembre (photos 20 et 21).

Le cycle prévu étant, une fois le rythme de croisière atteint, d'un tronçon par semaine, tronçons d'une longueur comprise entre 20 et 30 m, la construction de l'ensemble du tablier est prévue durer quatorze mois, et la fin des travaux est prévue pour le premier semestre de 2004.



**Photo 21**  
Montage du coffrage fonds de moule pour coulage du hourdis inférieur en zone 2

*Assembly of the mould bottom shuttering for pouring the lower slab in zone 2*

## ABSTRACT

### **Meaux Diversion.** **The viaduct over the Marne : an innovative solution for an exceptional structure**

*O. Berthelot, J.-Y. Sablon, D. Lecointre, J. Petitjean, E. Boudot, E. Mercier, J.-P. Commun, M. Placidi*

Following a performance-based invitation to tender, designed to stimulate innovation and research in building and construction firms, the viaduct crossing the Marne Valley at Meaux (Seine-et-Marne region) was awarded by DDE 77 to Razel company for an original solution in prestressed concrete with flat tubular® steel cells. This structure, 1 200 m long and 31,10 m wide, has a single deck consisting of a continuous girder with twenty-two spans, of lengths ranging between 49 and 55 m, with the exception of the span over the Marne, which is 93 m long. This single box girder, of constant height equal to 4,50 m, is formed of two concrete slabs, two flat tubular steel cells and W-shaped interior and exterior brackets providing wind bracing for the box girder and supporting the upper slab. With a curved horizontal alignment of radius 1 000 m, the deck, whose total weight will amount to 55 000 tonnes, is prefabricated on the left bank in successive sections 25 m long and put in place by pushing.

## RESUMEN ESPAÑOL

### **Variante de Meaux.** **El viaducto del río Marne : una estructura innovadora para una obra excepcional**

*O. Berthelot, J.-Y. Sablon, D. Lecointre, J. Petitjean, E. Boudot, E. Mercier, J.-P. Commun y M. Placidi*

A raíz de una licitación que incluía condiciones de resultados destinada a estimular la innovación y la investigación en el marco de las empresas de la edificación y obras públicas, el viaducto que salva el valle del Marne en Meaux (departamento de Seine et Marne) ha sido atribuido por la Delegación de Obras Públicas a la empresa constructora Razel, que ha presentado una solución original de hormigón pretensado con almas metálicas planotubulares®. Esta estructura, de 1 200 m de longitud por 31,10 m de anchura, consta

de un tablero único constituido por una viga continua de veintidós tramos con luces comprendidas entre 49 y 55 m, salvo el tramo que salva el Marne, cuya luz se eleva a 93 m. Esta viga mono-cajón, de altura constante equivalente a 4,50 m, está formada por dos forjados de hormigón, de dos almas metálicas planotubulares y de dos jabalones interiores y exteriores en forma de W que permite el arriostamiento del cajón y sirven de soporte para el forjado superior. Con un trazado en planta curva de 1 000 m de radio, el tablero, cuyo peso total alcanzará 55 000 toneladas, se ejecuta por prefabricación en la margen izquierda, por tramos sucesivos de 25 m de longitud siendo instalado por empuje.

# Le deuxième pont sur

La réalisation de cet ouvrage s'inscrit dans le cadre de la liaison directe RN 7 - RN 86. Le franchissement du Rhône s'effectue par un ouvrage de 526 m de longueur constitué de trois travées de 125 m de portée et de deux travées de rive de 75,5 m de portée.

Le tablier, de 22,00 m de largeur, est une structure mixte formée d'un caisson métallique de 6,70 m de largeur et 4,00 m de hauteur surmontée d'une dalle en béton armé de 0,24 m d'épaisseur. Le caisson est muni de consoles et de bracons tubulaires inclinés supportant les encorbellements.

La charpente métallique est assemblée sur la plate-forme de remblais située en rive gauche du Rhône et mise en place par poussage à l'aide d'un avant-bec de 50 m de longueur. La dalle de couverture est préfabriquée pour les parties situées en encorbellement et coulée en place pour la partie centrale.

Cet ouvrage a comme particularités l'utilisation des aciers thermomécaniques et le poussage sur des grandes portées de 125 m avec un avant-bec non haubané.

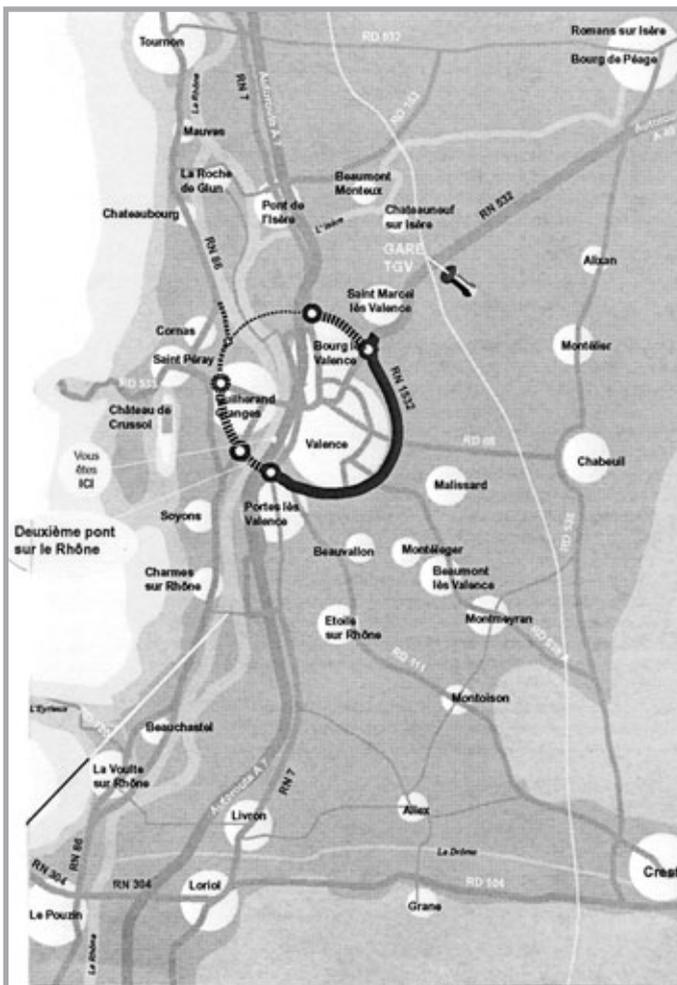


Figure 1  
Les deux tranches fonctionnelles  
The two functional tranches

## ■ L'INSERTION DE L'OUVRAGE DANS LE PROJET DE LA LIAISON SUD DE VALENCE ENTRE LA RN 7 ET RN 86

La réalisation du deuxième pont sur le Rhône à Valence s'inscrit dans une vaste opération lancée par le ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement (maître d'ouvrage) : la liaison directe entre la RN 7 (Drôme) et la RN 86 (Ardèche), qui fait partie du projet de contournement de l'agglomération valentinoise et qui appartient au réseau routier national. Cette nouvelle infrastructure comprend deux tranches fonctionnelles (figure 1) :

- ◆ RN 7 - RN 533 (liaison et deuxième pont), dont la maîtrise d'œuvre est assurée par la Direction départementale de l'Équipement de la Drôme ;
  - ◆ RN 533 - RN 86, dont le maître d'œuvre est la direction départementale de l'Équipement de l'Ardèche.
- La réalisation de la première tranche fonctionnelle est une opération de 45,73 millions d'euros. Son financement est détaillé dans la figure 2 ; la convention de financement a été signée le 25/10/2000. La première phase fonctionnelle de l'opération (figure 3) comprend :
- ◆ un ouvrage d'art sur le Rhône à 2 x 2 voies d'une longueur de 526 m (objet du présent article) ;
  - ◆ une rampe d'accès côté Drome à 2 x 2 voies d'une longueur de 240 m (faisant office de banc de poussage en phase de construction) ;
  - ◆ une rampe d'accès et une nouvelle voie de raccordement à 2 x 2 voies d'une longueur totale de 1 220 m côté Ardèche ;
  - ◆ des giratoires et des voies de raccordement en Drôme et Ardèche ;
  - ◆ des ouvrages de rétablissement des communications ;
  - ◆ des ouvrages de décharge vis-à-vis des crues au niveau de la rampe d'accès située en Ardèche ;
  - ◆ un réseau d'assainissement pour l'ensemble du projet et la reprise des rejets existants au niveau du diffuseur du pont des Anglais et de la plate-forme de péage de l'autoroute A7 ;
  - ◆ des aménagements spécifiques pour les cycles et les piétons, en section courante et sur l'ensemble des ouvrages d'art.

Figure 2  
Les financeurs de la première tranche fonctionnelle  
The financiers of the first functional tranche

**Les financeurs (1ère tranche fonctionnelle)**

 Liberté • Égalité • Fraternité RÉPUBLIQUE FRANÇAISE 12,58 M-euros	 REGION RHÔNE-ALPES 12,58 M-euros	 CONSEIL GÉNÉRAL de la Drôme 8,54 M-euros	 Terre d'Audace Département de l'Ardèche 5,69 M-euros
 valence major 5,33 M-euros	 Ville de Valence 0,91 M-euros	 Communauté Urbaine de Valence Ma ville! 0,10 M-euros	

## ■ LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE

La conception du projet retenu a été effectuée par le CETE de Lyon selon l'échéancier suivant :

- ◆ études préliminaires : de 1993 à 1998 ;

# Le Rhône à Valence

**Patrick Charlon**

DIRECTEUR  
DU DÉPARTEMENT  
GRANDS OUVRAGES  
ET PRÉCONTRAÎTE  
Eiffage TP



- ◆ projet de l'ouvrage d'art (POA) : 1999 ;
  - ◆ consultation des entreprises : 2000.
- Les contraintes principales étaient les suivantes :
- ◆ caractéristiques de la brèche fluviale à franchir :
    - largeur du Rhône : 400 m,
    - passe navigable de 60 x 7 m pour la navigation commerciale,
    - passe de 80 x 13 m pour la navigation de plaisance,
    - une digue et un contre-canal sur chaque rive, gérés par la Compagnie Nationale du Rhône ;
  - ◆ caractéristiques géotechniques (reconnaisances en 1991, 1996 et 2001) :
    - culées : couche de 2 à 4 m de matériaux de faibles caractéristiques (graves sableuses),
    - piles : le marno-calcaire a été trouvé à des profondeurs de - 4 m à - 15 m en fonction des piles ;
  - ◆ caractéristiques hydrauliques : études effectuées en 1996 et 1999 :
    - calcul de l'exhaussement du Rhône en fonction de la position des appuis,
    - estimation des affouillements au droit des piles ;
  - ◆ caractéristiques de circulation : deux profils en travers seront envisagés dans la vie de l'ouvrage : 2 x 2 voies et possibilité à 2 x 3 voies (figure 4).

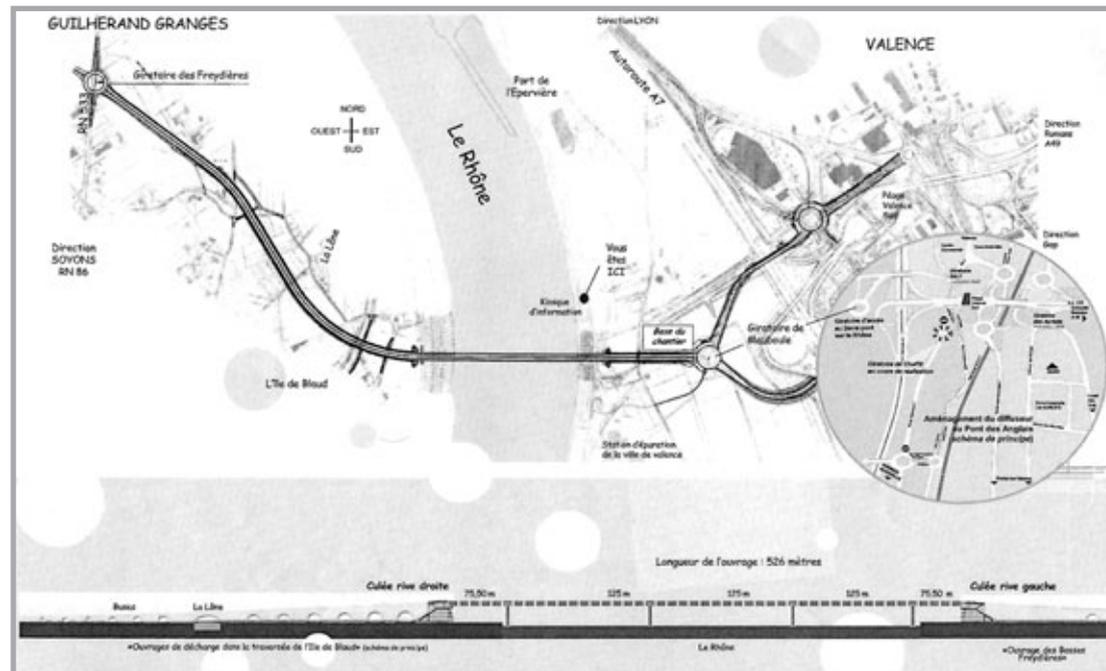
## Les différentes solutions envisagées

Le CETE a successivement étudié les solutions suivantes :

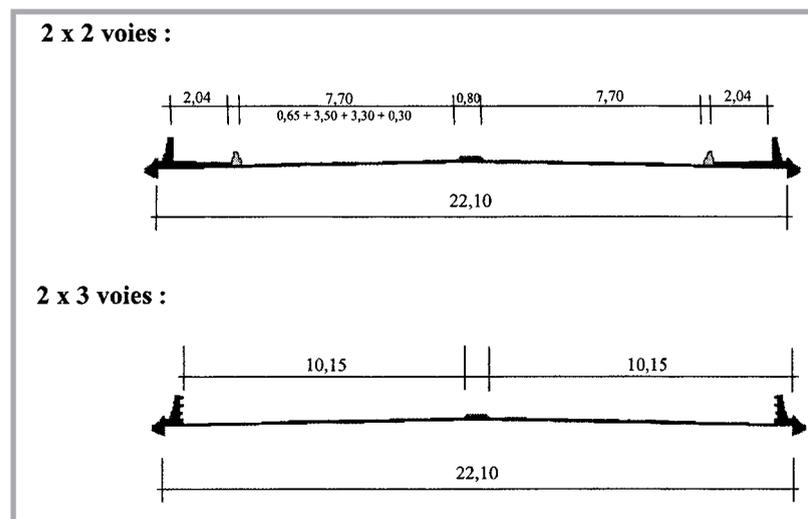
- ◆ ouvrage en béton précontraint à inertie variable à six travées ;
- ◆ ouvrage en structure mixte "bipoutre" à six travées ;
- ◆ ouvrage à cinq travées en béton précontraint à inertie variable ;
- ◆ ouvrage à ossature mixte caisson avec bracons à cinq travées ;
- ◆ ouvrage à ossature mixte caisson avec consoles à cinq travées ;
- ◆ tablier haubané à six travées ; caisson en béton précontraint ;
- ◆ tablier haubané à huit travées en bipoutre.

Dans le cadre du dossier d'appel d'offres, le maître d'œuvre a finalement proposé aux candidats deux solutions :

- ◆ ouvrages à cinq travées en béton précontraint :
  - portées : 68 - 120 - 150 - 120 - 68 m ; longueur 526 m,
  - hauteur variable du caisson de 4 m à 9 m ; béton B60 :



**Figure 3**  
Première phase  
fonctionnelle  
*First functional phase*



**Figure 4**  
Les deux profils  
en travers  
de l'ouvrage  
*The two cross sections of the structure*

- précontrainte de fléau en 25T15 ; précontrainte de continuité en 37T15,
- précontrainte transversale en 4T15,
- fondation des piles sur pieux :
  - piles P2 et P3 en rivière : huit pieux Ø 2 200,
  - piles P1 et P4 sur berges : huit pieux Ø 1 500 ;
- ◆ solution en ossature mixte (figure 5) :
  - portées : 75,5 - 125 - 125 - 125 - 75,5 m ; longueur 526 m,
  - caisson fermé équipé de consoles et bracons – Largeur totale du tablier : 22,10 m,
  - hauteur du caisson dans l'axe : 4,075 m,
  - dalle de couverture en béton armé B40, épaisseur 22 cm,

Figure 5  
Coupe  
transversale  
du tablier  
Cross section  
of the deck

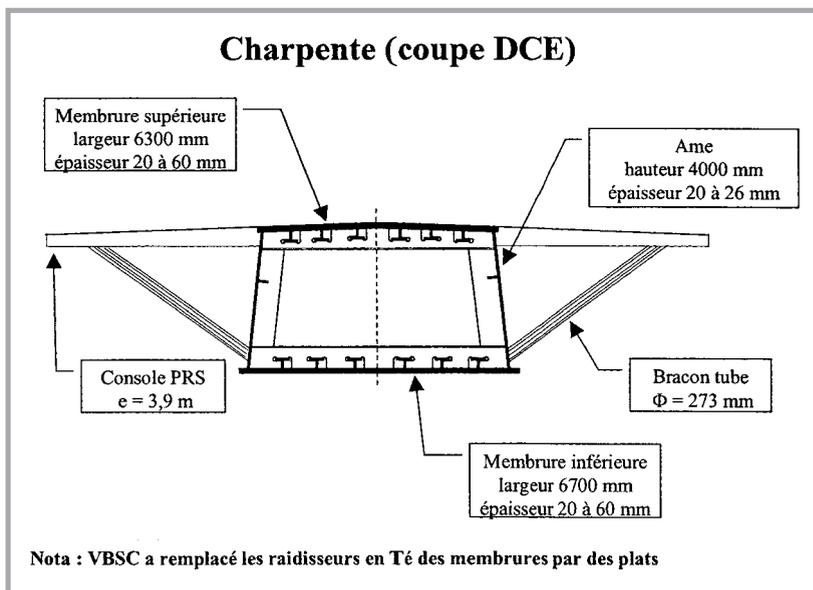


Tableau I  
Table I

Marché de l'ouvrage sur le Rhône	
Appel public de la concurrence	9-mars-00
Envoi du DCE aux entreprises	22-mai-00
Remise des offres	5-sep-00
Choix de l'entreprise	6-déc-00
Mise au point du marché	jan-01
Examen en commission spécialisée des marchés	Février et avril 2001
Notification du marché	juin-01
Etudes d'exécution et préparation des travaux	Juillet à novembre 2001
Démarrage des travaux	nov-01



Figure 6  
Perspective de la culée C0 -  
Photo montage

Perspective of abutment C0 -  
Photomontage

- charpente métallique du tablier : caisson fermé, légèrement trapézoïdal (de 6,70 m à la base à 6,30 m en partie supérieure),
  - consoles PRS et bracons en tube (espacement de 3,90 m environ),
  - fondations des piles sur six pieux Ø 1500 ancrés dans les marno-calcaires.
- C'est ce projet qui sera finalement exécuté.

### LA DÉVOLUTION DES TRAVAUX

La solution béton s'est avérée plus onéreuse et le choix du maître d'œuvre s'est porté sur l'offre du groupement en solution mixte :

- ◆ l'entreprise Eiffage TP, mandataire du groupement, pour la réalisation des travaux de génie civil (culées, piles, hourdis supérieur en béton, superstructures);
- ◆ l'entreprise Victor Buyck Stell Construction pour la réalisation des structures métalliques (caisson et bracons du tablier).

Le coût prévisionnel de l'ouvrage est de 24,39 millions d'euros. L'échéancier décisionnel est reporté sur le tableau I.

Les adaptations techniques proposées par le grou-

pement au projet de base de l'appel d'offres ont été :

- ◆ génie civil : dalles préfabriquées pour les encorbellements, sans précontrainte transversale;
- ◆ charpente :  
- raidissage longitudinal des membrures en plat,  
- assemblage bracon-console.

### LA RÉALISATION DES APPUIS

L'ouvrage conçu par le maître d'œuvre est donc constitué de la rive gauche vers la rive droite (de la Drôme vers l'Ardèche) des appuis suivants :

- ◆ une culée massive C0 avec escaliers latéraux d'accès (figure 6), permettant une circulation piétonnière entre la berge et le tablier; la rampe d'accès côté Drôme est adossée à cette culée; le remblai armé est habillé de gabions; il est monté en deux phases, la première sert de banc de poussage et reçoit les longrines de poussage en béton armé du tablier métallique. La rampe d'accès fait l'objet d'un marché séparé;
- ◆ une pile P1, à cheval sur la digue CNR et sur le Rhône;
- ◆ deux piles P2 et P3 dans le Rhône;
- ◆ une pile P4 implantée dans une digue artificielle, construite dans le cadre de travaux d'aménagement du Rhône;
- ◆ une culée massive C5 de même structure que la culée C0, contre laquelle viendra s'adosser la rampe côté Ardèche; cette rampe, située en zone inondable, sera constituée d'un remblai type Terratrel et de nombreuses buses de décharge faisant l'objet d'un autre marché.

### Les travaux préparatoires

Afin de conforter les choix techniques et les hypothèses des calculs d'exécution, des travaux préparatoires conséquents ont été réalisés :

- ◆ sondages complémentaires : essais destructifs au droit de chaque appui, réalisés en site nautique pour les piles P1, P2, P3;
- ◆ mise en place de bouées signalétiques pour la navigation en amont et en aval de l'ouvrage;
- ◆ mise en place de ducs d'albe de protection des travaux en amont et en aval de l'ouvrage, constitués de tubes métalliques Ø 900 battus, liaisonnés en tête par une charpente métallique permettant à l'ensemble de résister au choc des bateaux;
- ◆ essai de battage de palplanches permettant de conclure à l'usage de palplanches type Larssen III S en nuance E36.

### La réalisation des culées C0 et C5

Les culées massives sont de type classique en béton armé; la face vue du mur de front bénéficie d'un parement architectural.

Elles sont réalisées à l'aide d'une grue à tour (GTMR pour la culée C0) et de banches de grande hauteur. La culée C0 est fondée superficiellement sur un sol substitué jusqu'au bon terrain sableux sain (épaisseur 2,00 m environ). Un phasage compliqué a été nécessaire pour concilier la montée simultanée des murs en aile, des escaliers d'accès et des remblais armés.

Sous la culée C5, fondée superficiellement, le sol d'assise est substitué et remplacé par un matériau sain compacté par vibroflottaison (marché séparé). Le mode de construction des élévations est identique à celui de la culée C0 ; la réalisation est cette fois compliquée par l'imbrication avec la réalisation des buses de décharge ; la réalisation des murs en aile et des escaliers est dépendante de la réalisation du remblai adjacent et des premières buses.

Le démontage de l'avant-bec devra également tenir compte de l'état d'avancement de la rampe côté Ardèche au moment de l'accostage.

## La réalisation des piles

### Les accès

Pour réaliser les piles P1 et P2, une estacade d'environ 150 m (photo 1) relie la rive gauche à la pile P2. Les portées d'environ 24,80 m, diminuant l'obstacle à l'écoulement du Rhône, reposent à leurs extrémités sur deux tubes métalliques Ø 900 battus en site nautique et liaisonnés en tête par un chevêtre métallique. Le tablier, constitué d'éléments de 3,50 m de largeur loués au Centre national des ponts de secours, livre une chaussée de 7,00 m accessible aux engins de 70 t, la mise en place de l'estacade se fait en site nautique.

Pour la pile P1, la réalisation du batardeau et des pieux se fait à partir d'une rampe latérale à la digue ; la réalisation de la pile elle-même se fait à la grue automotrice, à la fois depuis la rampe et depuis l'estacade.

Pour la pile P2, en bout d'estacade principale, une estacade roulante (photo 2), perpendiculaire à la première, enjambe le batardeau et permet la réalisation de l'ensemble des travaux ; cette estacade est fondée sur tubes battus à l'avancement et roule sur ossature lourde en profilés.

En fin de construction de P2, l'estacade principale et l'estacade roulante sont transférées côté Ardèche et permettent la réalisation de la pile P3. La pile P4 est réalisée en site terrestre.

### Le phasage de réalisation des piles

Les opérations successives sont les suivantes :

- ◆ réalisation d'un batardeau de palplanches étanche (8 m x 11 m) (photo 3) par vibrofonçage et battage au mouton ; les batardeaux de P2 et P3 sont munis d'éperons triangulaires en amont et en aval pour canaliser le choc des corps flottants et éviter les affouillements.



**Photo 1**  
Estacade fixe  
et estacade roulante  
*Fixed jetty  
and reel-mounted boom*



**Photo 2**  
Estacade roulante  
et réalisation  
des pieux -  
Pile P2

*Reel-mounted boom  
and construction  
of piles - Pier P2*



**Photo 3**  
Batardeau pile P2  
*Cofferdam of pier P2*

La souille d'assise des batardeaux des piles P2 et P3 a préalablement été effectuée à la pelle en site nautique et contrôlée par bathymétrie.

Après battage, des enrochements sont mis en place à la périphérie des batardeaux pour éviter les affouillements ;

- ◆ les six pieux Ø 1 500 sont ensuite réalisés sur une longueur moyenne d'environ 12 m ; ils travaillent à 80 % en pointe ; ils sont tubés sur la hauteur de la zone sablo-graveleuse (alluvions) ; les tubes sont vibrofoncés à l'aide d'un vibrofonceur PTC 60 HD, un des plus gros de la gamme. La partie inférieure du pieu est forée à la benne. Les pieux sont armés (HA25), coulés en béton B25 et munis de quatre tubes d'auscultation sonore ;

- ◆ un béton immergé de 1,00 m à 2,00 m d'épaisseur, armé, connecté aux palplanches et aux gaines métalliques suivant les piles, est ensuite coulé à l'aide de plongeurs.

Les pieux sont connectés au béton immergé par l'intermédiaire de trois ou quatre cerces métalliques

**Photo 4**  
Coques préfabriquées  
des piles  
*Prefabricated shells  
for piers*



**Photo 5**  
La pile P1 achevée  
*Pier P1 completed*



### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Déblais : 6 600 m<sup>3</sup>
  - Béton de structures : 10 500 m<sup>3</sup>
  - Béton de pieux : 720 m<sup>3</sup>
  - Pieux : 405 m (l = 16 m)
  - Coffrages : 16 200 m<sup>2</sup>
  - Armatures pour béton armé : 1 200 t
  - Coques préfabriquées des piles : 1 100 m<sup>2</sup>
  - Palplanches : 540 t
- Charpente :
- aciers laminés S 355N : 2 520 t (220 kg/m<sup>2</sup>)
  - aciers laminés S 460N : 1 240 t (110 kg/m<sup>2</sup>)
  - aciers pour connecteurs : 26 t
  - protection anticorrosion : 43 000 m<sup>2</sup>



suivant les piles, soudées (avant le fonçage) à même les tubes, et de connecteurs en HA14 à déplier avant le bétonnage ;

◆ après mise en place des liernes et assèchement du batardeau, le recépage des pieux et leurs auscultations sont effectués ;

◆ la semelle est réalisée : épaisseur 2,00 m ; béton B32.

◆ l'élévation des fûts des piles se fait à l'aide de coques préfabriquées (photos 4 et 5), divisées en quatre éléments jouant le rôle de coffrage perdu, liaisonnés entre eux par une ceinture métallique. Le bétonnage intérieur en B35 se fait par levées de 3,20 m ;

◆ le chevêtre est coulé en place à l'aide d'un coffrage métallique spécifique.

Des barres d'ancrages incorporées au chevêtre permettent la mise en place de consoles métalliques utilisées pour la mise en place des "balançoires" servant au poussage du caisson métallique.

### ■ LA RÉALISATION DU TABLIER MÉTALLIQUE

#### Les particularités des études d'exécution

Un point particulier concerne l'étude des effets du vent, qui entraîne des efforts très importants pour l'ouvrage. Les caractéristiques du vent sont la vitesse moyenne, mais surtout sa variabilité, en d'autres termes, sa turbulence. Cette dernière induit des phénomènes vibratoires qui peuvent entraîner la ruine de l'ouvrage.

Par ailleurs, pour le pont de Valence une attention particulière est portée sur :

◆ les efforts importants dans certaines parties de l'ouvrage (entretoises sur piles, raidisseurs, bracons), qui ont nécessité des calculs sophistiqués. Il est à remarquer que chaque assemblage soudé fait l'objet d'une vérification destinée à s'assurer de l'absence de risques de fissuration par fatigue sous l'action des charges routières ;

◆ les efforts très importants dans la charpente métallique lors de son lancement sur les appuis. Ces efforts ont pour origine la grande longueur des travées (porte-à-faux maximal de 125 m dans une phase).

L'ouvrage est calculé dans les deux configurations transversales possibles.

#### Les dispositions constructives retenues

##### Répartition matière

Elle est donnée en travée courante sur la figure 7.

##### Raidissage des différents éléments

La membrure inférieure est raidie longitudinalement par six raidisseurs en plat.

La membrure supérieure est raidie longitudinalement par six raidisseurs en plat et deux raidisseurs en Té (placés sous les rails de roulement de l'engin de pose des dalles préfabriquées).

L'ensemble de l'intérieur du caisson est raidi transversalement par un raidisseur en Té (e = 3,90 m). Deux raidisseurs en plat complètent le raidissage de la membrure inférieure (espacement tous les 1,30 m) et des âmes du caisson.

##### Assemblage des bracons

##### Assemblage bracon-caisson

Il n'est pas prévu de gousset pour des raisons esthétiques. Le chanfrein est variable sur le pourtour

du tube. La résistance est assurée par une gorge de 16 mm ; une pénétration partielle est exigée (EC3).

#### Assemblage bracon-console supérieure

Un gousset a été mis en place à la demande de l'entreprise ; il facilite les réglages avant soudage et son impact esthétique sur la console est très faible.

### Construction et mise en place du tablier métallique

Le caisson est fabriqué par demi-caisson en Belgique ; l'ouvrage comporte 25 tronçons d'une largeur allant de 10 à 33 m.

Cinquante convois exceptionnels d'un poids de 45 t à 112 t acheminent par voie routière les éléments jusqu'au site.

Pendant le transport, les demi-caissons sont posés sur les âmes. Une fois sur le site, ils sont re-placés verticalement par un portique de retournement spécial et transportés sur l'aire d'assemblage et de poussage, dont la longueur est de 140 m. On soude d'abord deux demi-caissons ; le caisson ainsi reconstitué est soudé aux autres tronçons déjà assemblés.

Différents types de soudure sont mis en œuvre sur cet ouvrage :

- ◆ soudage sous flux = soudage automatique ;
- ◆ soudage sous protection de gaz = soudage semi-automatique ;
- ◆ soudage Innerschild ;
- ◆ soudage à l'arc.

Toutes les soudures pleine pénétration sont contrôlées par ultrason.

Le lancement proprement dit sera effectué à l'aide de quatre vérins prenant appui sur les deux longrines en acier dans les trous ménagés à cet effet à l'espacement de 725 mm, le tablier évoluant sur des "balançoires".

Le tablier est équipé d'un avant-bec métallique d'une longueur de 50 m et d'un poids de 100 t destiné à reprendre la flèche du porte-à-faux. L'avant-bec n'est pas haubané (photo 6).

La protection intérieure est réalisée à l'aide de deux couches Vigor EP 235 ; pour la protection extérieure, trois couches sont mises en œuvre, dont deux en atelier (une couche Vigor ZN 302, une couche Freitapax SR 213, une couche Frettane 501).

### LE HOURDIS SUPÉRIEUR EN BÉTON ARMÉ

Le tablier est réalisé par des dalles préfabriquées (épaisseur 22 cm) de 8 m x 4 m en béton armé, d'un poids de 18 t, mises en place sur les encorbellements et reposant longitudinalement sur le bord extérieur du caisson et transversalement sur

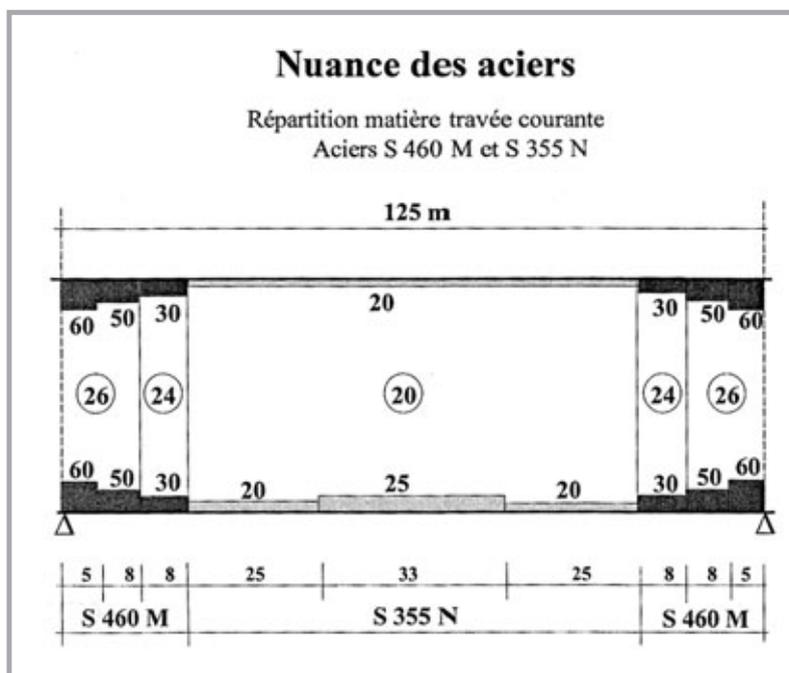
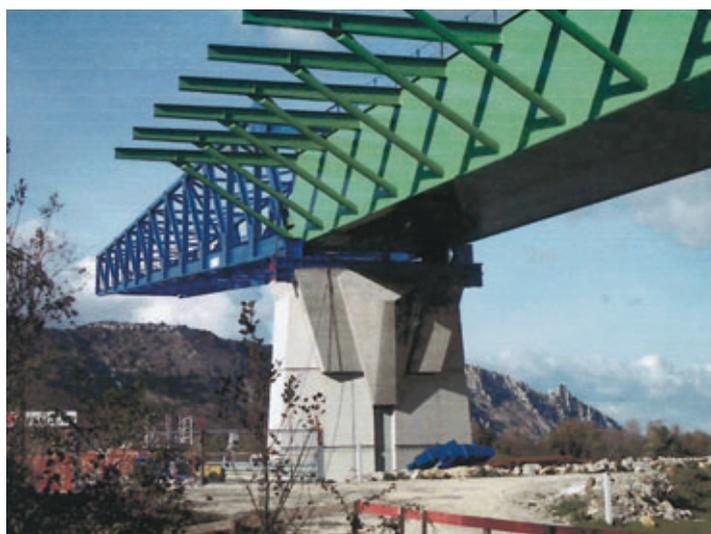


Figure 7  
Répartition matière  
Distribution of material



Le tablier métallique accoste sur P1  
The steel deck fits onto P1

deux consoles adjacentes. Elles sont clavées entre elles par un béton de clavage transversal et longitudinal et solidarisées au caisson par les goujons. L'aire de préfabrication et de stockage est située en arrière du banc de poussage.

L'infrastructure de cette aire a été particulièrement conçue sur le plan environnemental pour ne pas dégrader la zone de captage de Mauboule qui alimente en eau la région.

Les dalles sont acheminées sur le tablier au point de pose à l'aide d'un chariot spécifique roulant sur deux rails carrés soudés à la structure ; l'engin de pose est une grue mobile sur rail spécialement conçue pour ce type de pose.

Les superstructures classiques (garde-corps, corniches, trottoirs avec fourreaux) seront ensuite mises en place ; l'eau de pluie du tablier est évacuée par un collecteur tubulaire placé sous une des consoles.

► ■ LIVRAISON DE L'OUVRAGE

L'ensemble des ouvrages, attendu depuis trente ans, par les agglomérations avoisinantes, sera livré fin 2004.

Il viendra désenclaver au sud le chef-lieu de la Drôme en reportant le trafic de transit en dehors du centre-ville, en facilitant les liaisons domicile/travail d'un grand nombre d'Ardéchois travaillant à Valence et en aménageant l'accès à l'autoroute A7 et à la gare TGV depuis l'Ardèche.

**LES PRINCIPAUX INTERVENANTS**

**Maître d'ouvrage**

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement

**Maîtrise d'œuvre**

Direction départementale de l'Équipement de la Drôme

**Bureau d'études du maître d'œuvre**

CETE de Lyon

**Groupement titulaire du marché**

Eiffage TP (mandataire) - Victor Buyck Stell Construction

**Principaux sous-traitants**

- Etudes génie civil : Ingerop
- Etudes charpente métallique : IOA
- Terrassements : Berthouly BTP
- Campagne géotechnique : Fondasol
- Travaux fluviaux : Bauland
- Batardeaux : Leduc
- Pieux : Presspali France
- Bétons : BCP
- Aciers HA : SAMT
- Coffrage des piles : CTLM
- Coques préfabriquées : ID BAT
- Murs de culée : STPL

**ABSTRACT**

**The second bridge over the Rhone at Valence**

*P. Charlon*

The construction of this structure comes within the framework of the direct link between national highways RN 7 and RN 86. The Rhone is crossed by a structure 526 m long consisting of three spans 125 m long and two edge spans 75.5 m long.

The deck, 22.00 m wide, is a composite structure formed of a steel box girder 6.70 m wide and 4.00 m high topped by a reinforced concrete slab 0.24 m thick. The box girder is provided with inclined tubular brackets supporting the cantilevers.

The steel structure is assembled on the backfill platform located on the left bank of the Rhone and put in place by pushing with a launching nose 50 m long. The covering slab is prefabricated for the cantilevered parts and cast in place for the central part.

Special features of this project are the use of thermomechanically treated steels and pushing over large span lengths of 125 m with an unstayed launching nose.

voladizo y hormigonadas in situ para la parte central.

Esta estructura presenta algunas características particulares como, por ejemplo, la utilización de aceros termomecánicos y el sistema empuje en las grandes luces de 125 m, con un sistema de ménsulas no arriostrado.

**RESUMEN ESPAÑOL**

**Segundo puente sobre el Ródano, en Valence**

*P. Charlon*

La ejecución de esta estructura corresponde al sistema de enlace directo de las carreteras RN 7 y RN 86. El franqueo del Ródano se obtiene mediante una estructura de 526 m de longitud, formada por tres tramos de 125 m de luz y dos tramos de extremo de 75,5 m de luz.

El tablero, de 22 m de anchura, corresponde a una estructura mixta compuesta por un cajón metálico de 6,70 m de anchura y 4,00 m de altura, realizado por una losa de hormigón armado de 0,24 m de espesor. El cajón está dotado de ménsulas y de puntales tubulares inclinados, que soportan los voladizos.

La estructura metálica se ha ensamblado en la plataforma de rellenos ubicada en la margen izquierda del Ródano e instalada por empuje, por medio de un sistema de ménsulas de 50 m de longitud. La losa de cubierta es prefabricada para las partes situadas en

# Le doublement du viaduc Un pont de 943 m de long

Le doublement du viaduc Jules Verne pour le contournement d'Amiens a présenté pour l'entreprise demathieu & bard un "challenge" : réaliser un pont en béton précontraint de 943 m de longueur en 15 mois. Défi tenu en mettant en place une conception de tablier la plus simple et la plus répétitive possible pour tirer le meilleur parti de la méthode de construction par poussage.

## LE PROJET

Le viaduc Jules Verne est situé sur la rocade nord-est d'Amiens entre Camon et Longueau. Il enjambe la vallée de la Somme, une zone humide classée ZNIEFF (Zone naturelle d'intérêt écologique faunistique et floristique), le marais des Falises, et les voies ferroviaires placées à l'extrémité de la gare de triage de Longueau.

Au moment de sa construction, en 1987, les contraintes financières et la circulation de l'époque ont conduit à ne construire qu'un seul ouvrage mais en prévoyant les emplacements pour la construction du doublement et en laissant en place une piste gravillonnée le long des appuis (photo 3).

Bouclée en 1998, la rocade d'Amiens a permis de soulager le centre-ville de la circulation de tran-

sit. Au cours de l'année 2000, 26 000 véhicules – dont 16 % de poids lourds – parcouraient chaque jour la rocade nord-est d'Amiens.

Alors que le reste de la rocade est à 2 x 2 voies, le tronçon situé autour du viaduc est à 2 x 1 voie sur 3 km environ, générant aux heures de pointe des embouteillages importants.

En février 2000 une enquête publique a été lancée prévoyant le doublement du viaduc Jules Verne à l'identique de celui réalisé en 1987.

## LE DOSSIER DE CONSULTATION

L'ouvrage d'une longueur totale de 941,50 m entre appareils d'appui – 943,10 m entre joints de dilatation – comprend 19 travées. Il est en alignement droit et son profil en long est en rampe descendante à 0,6 % du nord (Abbeville) au sud (Paris).

Les voies ferroviaires situées sous l'ouvrage n'étant pas parallèles, les longueurs des travées ont été modifiées dans cette zone par rapport à celles du premier viaduc.

Les travées ont des portées successives depuis la culée C0 (côté Abbeville) de 41,50 m - 14 x 50,50 m - 2 x 53,10 m - 45,30 m - 41,50 m d'ouest en est (figure 1).

Figure 1  
Coupe longitudinale  
Longitudinal section

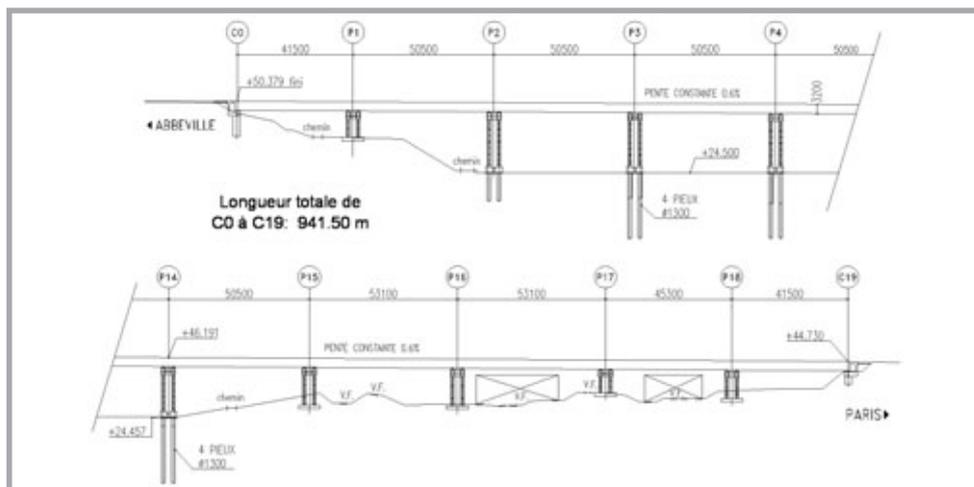


Figure 2  
Coupe transversale  
Cross section

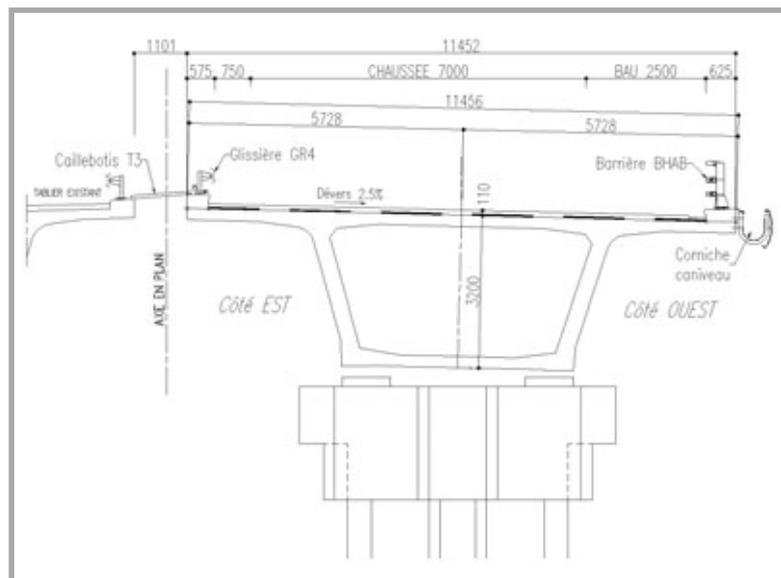


Photo 1  
Pile  
Pier



# Jules Verne à Amiens réalisé en 15 mois

Le tablier est une poutre-caisson monocellulaire de 11,45 m de largeur totale et de 3,20 m de hauteur. Il est appuyé au droit de chaque pile par l'intermédiaire de deux files de deux appuis à pot (figure 2).

Les piles sont formées de deux voiles en béton armé de section 1 m x 4,6 m distants de 3,6 m reliés en tête par une dalle de 2,4 m d'épaisseur servant de chevêtre et d'appui aux quatre appareils d'appui (photo 1). Cette solution permet un encastrement partiel du tablier vis-à-vis des rotations tout en permettant un déplacement longitudinal. Elles sont fondées sur quatre pieux de diamètre 1,30 m.

Le délai de réalisation de ce second ouvrage était de 18 mois se répartissant en trois mois de préparation et 15 mois de travaux (photos 2 et 3).

Le dossier de consultation prévoyait une modification du principe de précontrainte du tablier. En effet, le premier viaduc avait été réalisé en précontrainte entièrement extérieure au béton (photo 4).

Pour tenir compte des incidents qui s'étaient produits sur un ouvrage de même conception et pour augmenter le coefficient de sécurité à rupture, le C.C.T.P. prévoyait pour cet ouvrage :

- ◆ une précontrainte mixte en plaçant une quantité minimale de précontrainte à l'intérieur du béton dans les goussets ;

- ◆ de proposer l'utilisation de câbles réalisés en faisceaux de monotorons gainés graissés injectés au coulis de ciment dans les gaines PEHD.

Le dossier de consultation des entreprises reprenait les solutions techniques du premier viaduc :

- ◆ réalisation des piles à l'aide de coques en béton préfabriquées ;

- ◆ réalisation du tablier par poussage à partir d'une aire de préfabrication située à l'arrière de la culée CO :

- réalisation de tronçons allant d'une entretoise sur pile à la suivante,

- entretoises déviatrices situées au tiers des travées,

- paroi moulée le long de la première chaussée pour retenir le terrain à l'arrière des culées pour la réalisation des culées et le long de l'aire de préfabrication ;

- ◆ précontrainte de poussage intérieure et extérieure au béton.

La précontrainte mixte est constituée par :

- ◆ une précontrainte intérieure au béton placée dans les goussets ;

- ◆ une précontrainte extérieure au béton à l'intérieur du caisson :



Photo 2  
Coques  
préfabriquées  
Prefabricated shells



Photo 4  
Précontrainte  
du premier viaduc  
Prestressing  
for the first viaduct

- pour la phase de service, elle est constituée par des câbles ancrés en partie supérieure des voussoirs sur pile et déviés en partie inférieure des déviateurs situés au tiers de travée,

- pour la phase de poussage, des câbles antagonistes sont ajoutés aux câbles de la phase de service pour annuler les moments de flexion dus à la précontrainte de service.

Le règlement de la consultation permettait un certain nombre d'adaptations :

- ◆ supprimer les coques préfabriquées en béton armé pour les parements des piles (photo 2) ;

- ◆ modifier le principe de précontrainte ;

- ◆ pousser le tablier par demi-travées.

**Jacques Mossot**  
DIRECTEUR SCIENTIFIQUE  
demathieu & bard

**Jean-François Weber**  
DIRECTEUR TRAVAUX SPÉCIAUX  
demathieu & bard

**Iliès Amami**  
DIRECTEUR DES TRAVAUX  
demathieu & bard

**Jacques Daquin**  
INGÉNIEUR MÉTHODES  
demathieu & bard



Photo 3  
Piste  
Track

► ■ **LA PROPOSITION TECHNIQUE DE L'ENTREPRISE**

La proposition technique faite par demathieu & bard à l'appui de son offre financière reprenait et précisait les adaptations techniques proposées par le maître d'œuvre.

**Piles**

L'entreprise a proposé de réaliser les fûts de pile en place à l'aide de coffrages semi-grimpants. Cette solution a l'avantage de donner une section résistante de béton plus importante sans pénaliser le délai de réalisation.

**Tablier**

En conservant la construction du tablier par poussage, la solution technique présentée avait pour but de résoudre plusieurs contraintes de façon à limiter les conséquences possibles des aléas de chantier sur un planning assez tendu en proposant la meilleure offre.

La solution recherchée devait donc permettre de répondre aux demandes suivantes :

- ◆ limiter la longueur de l'aire de préfabrication ;
- ◆ réaliser une travée tous les 15 jours ;
- ◆ avoir une mise en cadence rapide ;
- ◆ simplifier la mise en œuvre de la précontrainte ;
- ◆ avoir la précontrainte la plus efficace possible ;
- ◆ limiter la précontrainte provisoire à démonter.

**Aire de préfabrication**

La proximité du premier viaduc nécessitait pour la réalisation de l'aire de préfabrication la construction d'une paroi moulée tenue par des tirants pour soutenir la route existante.

La réalisation par travées entières imposait une paroi moulée de 85 m de longueur pour une aire de préfabrication de 77 m de longueur.

La réalisation par demi-travées permettait de ré-

duire d'environ 25 m l'aire de préfabrication et la paroi moulée de protection et de retenue de la chaussée existante.

**Délai de réalisation. Planning général**

Dans l'hypothèse d'une réalisation par demi-travées, il fallait donc réaliser le tablier en 38 tronçons de poussage, soit un tronçon par semaine. Le délai de réalisation du tablier était donc de 10 mois pour un délai total de quinze mois. La différence de cinq mois devait donc permettre la réalisation de l'aire de préfabrication avant le début de la réalisation du tablier et la pose des superstructures après la fin du poussage. La réalisation des appuis a donc été considérée comme une tâche en temps masqué.

**Rappel de diverses méthodes de réalisation des ponts poussés**

Depuis les premiers ponts poussés conçus au début des années 1960 par le professeur Fritz Leonhardt et M. Willy Baur, plusieurs méthodes de réalisation du tablier ont été utilisées :

- ◆ voussoirs préfabriqués assemblés par des joints coulés en place (pont sur l'Ager et pont sur le Rio Caroni en 1962) ;
- ◆ tronçons successifs coulés en place sur une aire de préfabrication située à l'arrière de la culée. Ces tronçons sont réalisés en deux parties – le hourdis inférieur puis les âmes avec le hourdis supérieur (pont de Kufstein en 1965).

Dans l'article [1] le professeur Fritz Leonhardt a fait une synthèse de ses dix premières années d'expérience de construction de ponts par la méthode du poussage (taktschiebeverfahren = construction par cycles de bétonnage en coffrage fixe et de poussage).

La méthode de construction a été mise au point pour le pont de Kufstein et n'a pratiquement plus évolué dans son principe :

- ◆ la préfabrication en coffrage fixe est effectuée derrière la culée à une distance de la partie avant de celle-ci égale à environ deux fois la longueur des tronçons ;
- ◆ l'avant-bec métallique est fixé directement sur le premier tronçon,
- ◆ après poussage du tronçon précédent, le suivant est bétonné au contact de celui-ci ;
- ◆ les tronçons sont armés longitudinalement et partiellement précontraints ;
- ◆ la précontrainte définitive n'est mise en œuvre que lorsque le tablier a atteint sa position définitive.

Pendant les 40 ans d'existence de cette méthode, de nombreuses variantes ont été utilisées portant :

- ◆ sur la longueur des tronçons :
  - par quart de travée,
  - par demi-travée,
  - par travée,
  - par voussoirs courts ;

**LES PRINCIPALES QUANTITÉS**

**Béton**

- Pieux : 1 600 m<sup>3</sup>
- Appuis : 3 950 m<sup>3</sup>
- Tablier : 7 240 m<sup>3</sup>
- Longrines Bhab : 300 m<sup>3</sup>

**Armatures**

- Pieux : 135 t
- Appuis : 486 t
- Tablier : 1 403 t

**Précontrainte**

- Intérieure au béton : 272 t
- Extérieure au béton : 44 t

◆ sur le nombre de phase de bétonnage de chaque tronçon :

- en section complète par voussoirs d'environ 10 m de long (Atger et Rio Caroni);

- en deux parties :

- hourdis inférieur puis âmes et hourdis supérieur,
  - hourdis inférieur et âmes puis hourdis supérieur;
- en trois parties : hourdis inférieur, puis âmes et enfin le hourdis supérieur;

◆ sur la méthode de réalisation du tablier :

- dans le cas des tronçons longs (entre 10 m et 30 m), par coffrage fixe extérieur et coffrage mobile intérieur,

- dans le cas des voussoirs courts [2] :

- poussage et préfabrication par voussoirs : coffrage extérieur fixe et intérieur mobile (viaduc de Roquebillère à Cahors),

- poussage par travées entières :

• avec préfabrication en coffrage mobile : coffrages mobiles extérieur et intérieur (tablier du pont de Trellins),

• avec préfabrication en coffrage fixe à l'arrière de l'aire de glissement, glissement du voussoir jusqu'au tablier déjà réalisé et bétonnage d'un joint en place entre chaque voussoir (Atger et Rio Caroni),

• avec préfabrication en coffrage fixe à l'arrière de l'aire de glissement, poussage après chaque bétonnage de voussoir, puis bétonnage d'un joint de clavage entre la travée bétonnée et le reste du tablier;

◆ sur le principe de précontrainte :

- utilisation des câbles principaux pour exercer la précontrainte axiale nécessaire au poussage, puis modification de ce câblage par déplacements verticaux vers le bas en travée et vers le haut sur appuis pour lui donner sa configuration de service (pont sur le rio Caroni),

- précontrainte partielle centrée intérieure et/ou extérieure au béton pendant le poussage puis mise en œuvre de la précontrainte définitive lorsque le tablier a atteint sa position définitive (pont de Kufstein),

- précontrainte partielle extérieure au béton par mise en place d'une précontrainte antagoniste à la précontrainte de service :

• cette méthode a été utilisée pour la première fois sur le pont du roi Taskin à Bangkok pour rendre poussable un viaduc conçu bétonné sur cintre par l'ingénieur-conseil et dont il ne souhaitait pas modifier le câblage de service [3],

• le développement de la précontrainte extérieure au béton à partir des années 1980 a entraîné son application sur des ponts poussés, d'abord en précontrainte mixte (intérieure et extérieure au béton) puis en précontrainte entièrement extérieure au béton (pont de l'A51 sur la Durance). L'idée pour les deux cas était de mettre en place la précontrainte de service "ondulée" extérieure au béton et d'annuler ses effets isostatiques en ajoutant une pré-

contrainte extérieure au béton antagoniste (ouvrage d'art n°33 sur l'A55);

◆ sur le matériel de poussage :

- avant-becs :

• avant-becs longs – en général métalliques : l'étude des sollicitations dans le tablier montre que la longueur optimale de l'avant-bec permettant d'égaliser les moments négatifs dus au porte-à-faux et dus à l'accostage de la travée avant sur une pile est sensiblement égale à 60 à 65 % de la longueur de la travée la plus grande,

• avant-becs courts avec mât de haubannage : cette solution est peu utilisée en France;

- système de poussage :

• système de traction par câbles ou barres et vérins de précontrainte,

• système Eberspächer,

• système de poussage par vérins placés à l'arrière du tablier et prenant appui sur les longrines de l'aire de préfabrication;

- autres matériels :

• appuis de glissement,

• appuis de guidage,

• éventuellement, palées provisoires.

Le choix de ces différentes méthodes est lié aux contraintes suivantes :

◆ la longueur disponible pour la réalisation de l'aire de préfabrication;

◆ la méthode générale de construction et type de matériel de l'entreprise;

◆ le principe de précontrainte;

◆ les règlements de calculs, les obligations contractuelles et les recommandations.

#### **Propositions techniques de l'entreprise pour la mise en place du tablier par poussage**

Au moment de la soumission du doublement du viaduc Jules Verne, l'entreprise était en train de réaliser un pont poussé en Allemagne sur l'autoroute reliant Dresde à Prague.

Le poussage sur cet ouvrage utilisait un avant-bec de 32 m de longueur ainsi qu'un système Eberspächer pouvant développer un effort de poussage théorique de 640 t.

Dans son offre, demathieu & bard a proposé :

◆ un poussage par tronçons d'une longueur égale à une demi-travée;

◆ l'utilisation pendant le poussage de câbles de précontrainte droits intérieurs au béton, placés en hourdis inférieur et hourdis supérieur, renforcés dans les deux premières travées derrière l'avant-bec par des câbles provisoires droits extérieurs au béton.

Il semblait, en effet, que la mise en place de la précontrainte extérieure nécessitait plusieurs opérations supplémentaires ne pouvant être faites qu'après bétonnage du tablier et ayant donc des conséquences sur l'allongement du cycle de fabrication du tablier. De plus, ces câbles ne pouvaient être

## **LES PRINCIPAUX INTERVENANTS**

### **Maîtrise d'ouvrage**

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement

### **Maîtrise d'œuvre**

DDE de la Somme. Direction des Grands Travaux

### **Bureau d'études et contrôle**

CETE du Nord-Picardie

### **Architecte**

Cabinet Lavigne

### **Entreprise**

demathieu & bard

### **Bureau d'études structures**

Secoa

### **Méthodes de réalisation**

demathieu & bard - Direction scientifique

### **Fondations profondes**

Botte-Sade

### **Précontrainte**

Spie Précontrainte

### **Armatures**

SAMT - Ruhl

### **Équipements**

Comely

### **Béton**

Vermulaine S.A.

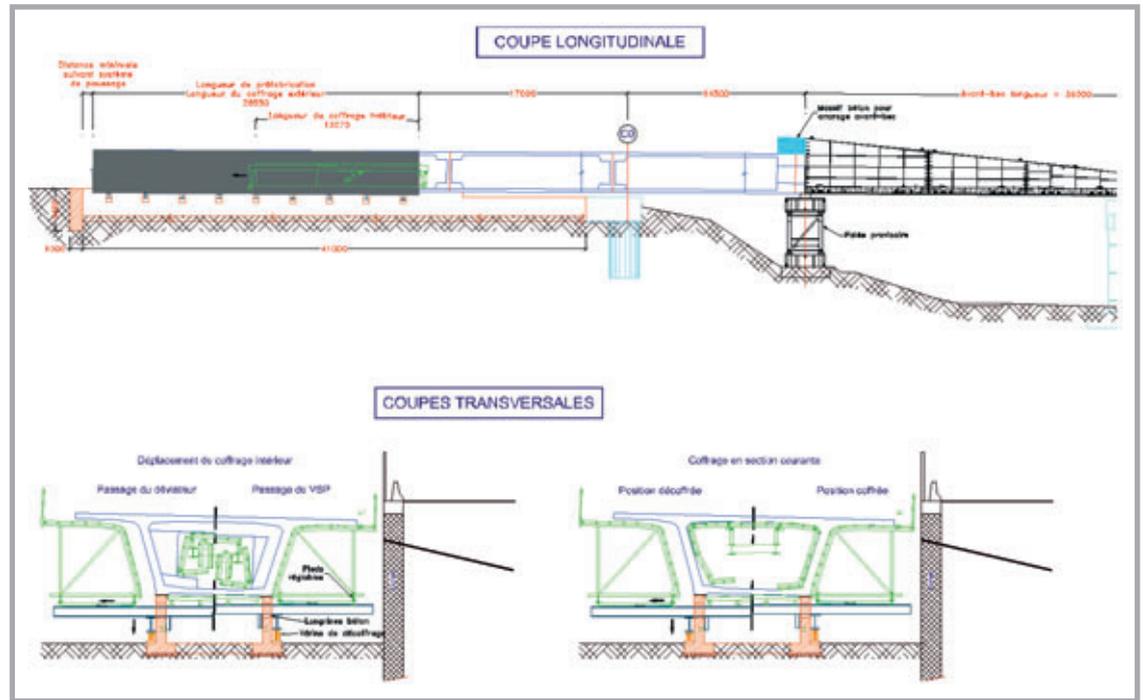
### **Fourniture des coffrages des piles**

Ercan

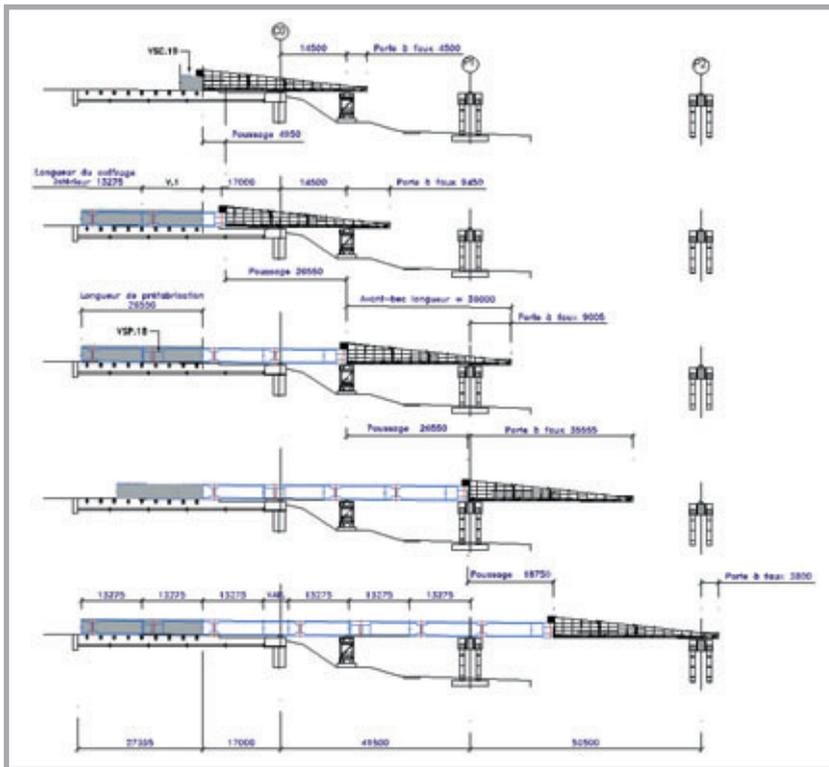
### **Fourniture coffrage du tablier**

Simpra

**Figure 3**  
Aire de préfabrication  
dans le cas  
du bétonnage  
par voussoirs  
*Prefabrication area  
for the segmental  
concrete bridge system*



**Figure 4**  
Premières phases  
de poussage  
*First stages  
of pushing*



**Photo 5**  
Embase  
de la pile  
*Base  
of the pier*



tendus que d'entretoise sur pile à entretoise sur pile avec les conséquences suivantes :

- ces câbles ne pouvaient être tendus que lorsqu'une travée complète était faite. Dans l'hypothèse d'un poussage par demi-travées il était nécessaire d'avoir une précontrainte intérieure au béton suffisante dans le dernier tronçon lorsqu'il était sans précontrainte extérieure pour la phase de poussage,

- il n'était pas certain que la mise en place de câbles de précontrainte ayant la longueur de deux travées soit admissible vis-à-vis des sollicitations pendant le poussage. Il pouvait donc en résulter une multiplication des ancrages et des opérations de mise en tension ;

- ◆ après poussage, mise en place d'une seule paire de câbles 19T15S de précontrainte extérieure au béton. L'entreprise a choisi d'augmenter l'épaisseur des âmes plutôt que le nombre de câbles de précontrainte extérieure dans les travées de rive où la contrainte de cisaillement n'était pas admissible ;

- ◆ avant-bec de 36 m de longueur par adaptation de celui utilisé à Dresde.

Pour le bétonnage du tablier deux solutions ont été proposées au maître d'œuvre :

- ◆ réalisation "classique" d'une demi-travée par bétonnage du hourdis inférieur et des âmes puis bétonnage du hourdis supérieur ;

- ◆ réalisation par voussoirs. Pour cette dernière méthode deux solutions ont déjà été utilisées :

- réalisation de voussoirs courts : cette solution suppose de réaliser un cycle de coffrage-ferraillage-bétonnage d'un voussoir par jour pour respecter la cadence d'un tronçon poussé par semaine,
- réalisation de voussoirs d'une longueur double des précédents (figure 3) avec un cycle d'un voussoir tous les deux jours. C'est cette solution que

l'entreprise a retenue car elle semblait moins sensible aux aléas de chantier.

Elle revient à découper chaque travée en quatre voussoirs.

Pour revenir à l'idée originelle de cycle de bétonnage défini par le professeur Leonhardt, nous avons spécialisé la fonction de chacun des voussoirs :

- ◆ deux voussoirs déviateurs ;
- ◆ un voussoir sur pile ;
- ◆ un voussoir courant.

Les voussoirs déviateurs permettent de dévier les câbles de précontrainte extérieure et d'ancrer dans des nervures transversales placées au-dessus du hourdis inférieur et au-dessous du hourdis supérieur les câbles de précontrainte intérieure au béton tendus au cours du poussage. Ce découpage en quatre voussoirs a donc conduit à placer les déviateurs au quart des travées les plus grandes et non au tiers comme prévu au projet de base. Ces voussoirs déviateurs sont donc les derniers voussoirs bétonnés de chaque tronçon.

Les voussoirs sur pile sont situés au droit des piles à la fin du poussage du tablier. Hormis la fonction de transmettre aux piles les charges du tablier, ils servent aussi à ancrer les câbles de précontrainte extérieure (précontrainte de service et précontrainte complémentaire).

Les voussoirs courants sont en fait particuliers. Ce sont des voussoirs de section constante. Alors que les voussoirs déviateurs et les voussoirs sur pile ont une longueur constante pour toutes les travées – un quart de la travée la plus grande, soit 13,275 m – les voussoirs courants ont une longueur variable. Ce sont les voussoirs qui permettent d'adapter la longueur des tronçons à la portée de chaque travée. Il y a donc deux types de tronçons :

- ◆ tronçon comprenant un voussoir sur pile et un voussoir déviateur de 26,55 m de long ;
- ◆ tronçon comprenant un voussoir courant et un voussoir déviateur de longueur variant de 26,55 m à 18,75 m de longueur.

Cette méthode de réalisation par voussoirs avait l'inconvénient de supposer qu'il était possible de sortir facilement le coffrage intérieur par le trou d'homme des entretoises. En l'absence de discussions détaillées avec les fabricants de coffrage l'entreprise a gardé les deux possibilités de réalisation du tablier à la soumission.

L'aire de préfabrication a plusieurs fonctions. Elle sert d'appui :

- ◆ au voussoir en cours de bétonnage ;
- ◆ au dernier tronçon pendant son déplacement ;
- ◆ au système de poussage pour reprendre ses efforts générés pour le déplacement du tablier.

Elle se compose :

- ◆ de deux longrines en béton armé en té inversé dont le nivellement doit être très soigné car il sert de plan de référence pour la surface de glissement du tablier ;
- ◆ d'une butée placée à l'arrière de l'aire et trans-



**Photo 6**  
Coffrage des fûts de pile

*Shuttering of pier shafts*

mettant les efforts de poussée au terrain environnant.

La qualité du terrain étant excellente, des appuis superficiels étaient suffisants pour reprendre les efforts avec des tassements négligeables.

Deux contraintes supplémentaires ont été introduites dans la conception de l'aire de préfabrication :

- ◆ limiter le nombre de câbles de précontrainte à mettre en place à chaque phase de poussage ;
- ◆ éviter d'avoir le tablier en porte-à-faux au-dessus des voies ferrées.

La première contrainte a exigé le placement d'un appui provisoire à 10 m devant la culée de façon à limiter le nombre de câbles 12T15S tendus à chaque phase de poussage à deux paires de câbles en hourdis supérieur et une paire de câbles en hourdis inférieur.

La seconde contrainte a conduit à placer la fin de la surface de glissement des tronçons en phase courante (hormis le premier et dernier poussages) à 17 m à l'arrière des appuis de la culée C0 (figure 4).

## ■ EXÉCUTION DE L'OUVRAGE

### Réalisation des piles

La particularité des piles du viaduc vient de la réalisation des semelles au-dessus du terrain naturel pour éviter de faire des travaux dans la nappe. Les fûts de piles ont été prévus coulés en place sans coques préfabriquées. Après forage des pieux, elles ont été réalisées à l'aide de trois coffrages réalisés par la société Ercan :

- ◆ un outil pour la réalisation de l'embase commune aux deux fûts des piles servant de semelle ;
- ◆ un outil du type semi-grimpant permettant de réaliser les deux fûts de pile par hauteur de levée d'au maximum 4,50 m ;
- ◆ un outil pour la réalisation des chevêtres (photos 5 et 6).

La réalisation des piles P16 à P18 a été faite à proximité des voies ferrées (photos 7 et 8).

Dans le cas de la pile P17, les passerelles de l'outil-coffrant se trouvant partiellement à l'intérieur du gabarit réservé pour la circulation des trains, il a



**Photo 7**  
Réalisation de la pile P16

*Construction of pier P16*



**Photo 8**  
Réalisation de la pile P18

*Construction of pier P18*

**Photo 9**  
Semelle de la pile P17  
près des voies ferrées  
*Base plate of pier P17  
near the railway tracks*

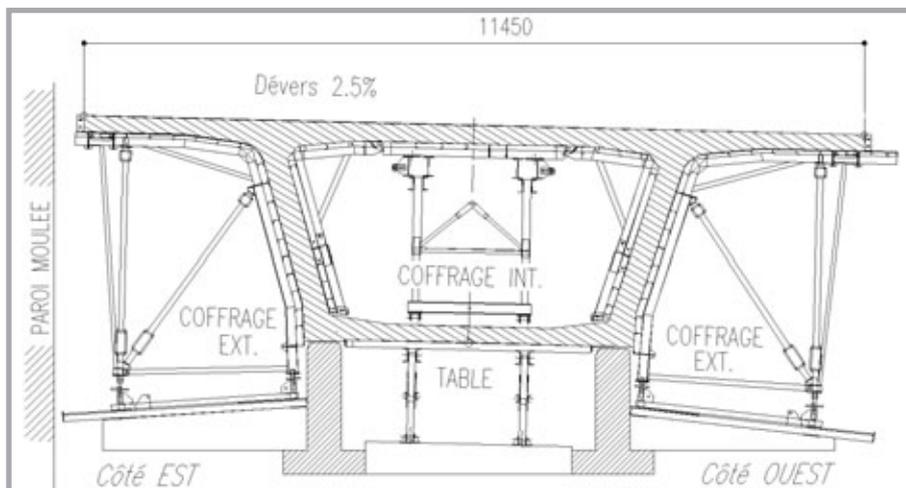


**Photo 11**  
Déviateur en travée, ancrages  
pour la précontrainte intérieure  
et précontrainte externe  
*Deviator member on span,  
anchorage ends for internal prestressing  
and external prestressing*



**Photo 10**  
Entretoises déviateurs et sur pile  
*Spacers on deviator points and on pier*

**Figure 5**  
Coupe transversale de l'aire  
de préfabrication et du coffrage  
*Cross section of the prefabrication  
area and the shuttering*



**Photo 12**  
Coffrage extérieur en position ouverte  
*External shuttering in open position*



**Photo 13**  
Mise en place du coffrage intérieur après pose  
des armatures inférieures  
*Installation of the interior shuttering after laying  
the lower armoring*



**Photo 14**  
Coffrage intérieur replié  
*Internal shuttering folded up*



**Photo 15**  
Coffrage intérieur en position  
*Internal shuttering in position*

**Photo 16**  
Coffrage intérieur replié pour le passage  
du trou d'homme d'une entretoise  
*Internal shuttering folded up for passing  
a spacer through the manhole*



été nécessaire de découper le coffrage. De ce fait, la pile P17 a été la dernière pile réalisée (photo 9).

### Réalisation du tablier

Après avoir été déclaré adjudicataire du marché dans le cadre des propositions techniques que nous avons faites, à la première réunion d'études dans le cadre de la période de préparation, le maître d'œuvre a demandé de concevoir la réalisation du tablier par voussoirs.

#### Coffrage du tablier

La réalisation par voussoirs impose de vérifier la possibilité de déplacer et de mettre en œuvre facilement le coffrage intérieur. Pour ce faire l'entreprise a été amenée à redéfinir et à uniformiser le coffrage des entretoises et des trous d'homme pour permettre le passage du coffrage intérieur (photos 10 et 11).

La définition de l'outil-coffrant a été le résultat d'une très bonne collaboration entre la direction du chantier, le Service Méthodes générales de la direction scientifique de l'entreprise, la société Simpra qui a été choisie pour le fabriquer et le bureau d'études Secoa (figure 5).

Pour diminuer le temps de mise en place du coffrage :

- ◆ tous les mouvements des coffrages sont commandés hydrauliquement ;
- ◆ les coffrages extérieurs ont la longueur du tronçon le plus long (26,55 m) pour ne les déplacer qu'au moment du poussage d'un tronçon ;
- ◆ le coffrage intérieur a la longueur du voussoir le plus long (13,275 m). Il est conçu en deux parties pour pouvoir être adapté aux différents types de voussoirs :

- une partie correspondant à la section constante,
- une partie adaptable à l'extrémité des voussoirs pour la partie où se trouvent les entretoises déviatrices (photos 12 à 17).

La réalisation du tablier sur un lieu unique a l'avantage de permettre, outre une optimisation du procédé de construction, une moins grande sensibilité aux variations climatiques. Ainsi il a été possible de limiter les conséquences sur l'avancement du chantier d'un froid jusqu'à - 10 °C.

Les différentes phases de coffrage et de mise en tension des câbles de précontrainte de poussage imposent la connaissance rapide de la résistance du béton. Pour limiter les temps d'attente, demathieu & bard a mis en place la maturométrie pour suivre la montée en résistance du béton du tablier.

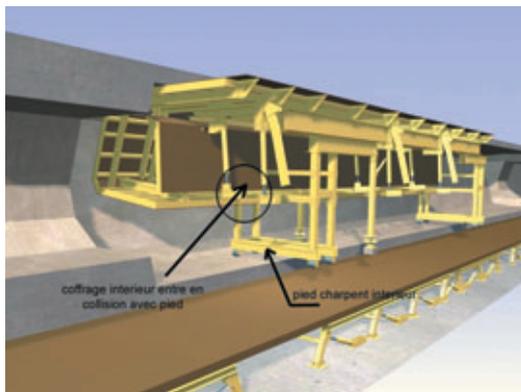
Ce dernier est de type B45. Cependant, pour la plupart des bétonnages, on a obtenu une résistance correspondant à un B60 avec une montée rapide aux 23 MPa demandées pour la mise en tension des câbles de précontrainte de poussage.

Par ailleurs, pour permettre une prise en main plus



**Photo 17**  
Bâche pour la protection du béton pendant sa prise en hiver

*Tarpaulin to protect the concrete during its setting in winter*



**Photo 18**  
Animation 3D du coffrage intérieur  
3D animation of the internal shuttering



**Photo 19**  
Animation 3D du coffrage extérieur  
3D animation of the external shuttering



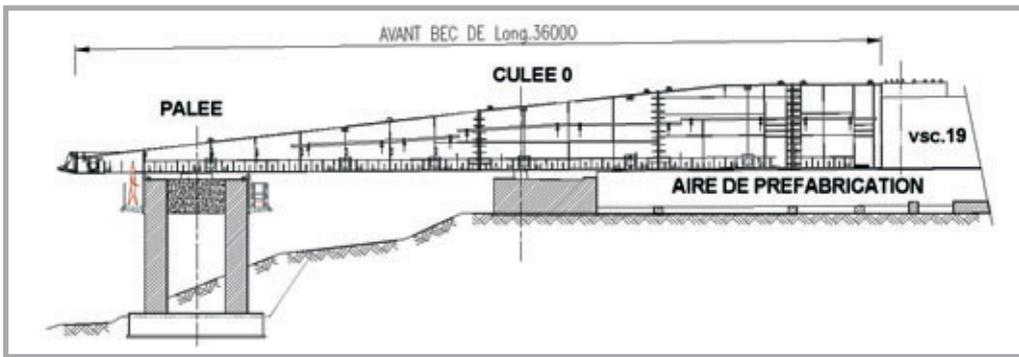
**Figure 6**  
Les principales phases de déplacement de l'outil-coffrant du tablier  
*The main phases in moving sectional formwork for the deck*

rapide de l'outil-coffrant par les ouvriers, l'entreprise a fait réaliser sur CD-Rom une animation en images de synthèses 3D montrant les différentes phases de réalisation du tablier sur l'aire de pré-fabrication (photos 18 et 19).

#### Cinématique de réalisation d'un tronçon

Description des principales phases de déplacement de l'outil-coffrant (figure 6) :

- 1 - Réglage du fond de moule et des coffrages ex-



**Figure 7**  
**Coupe longitudinale**  
**de l'avant-bec**  
**Longitudinal section**  
**of the launching nose**



térieurs des âmes et des encorbellements. Pose des armatures du U inférieur. Ripage du coffrage intérieur courant qui s'est déplacé avec le tablier.

**2** - Mise en place du coffrage intérieur de la partie du tablier située au droit de l'entretoise du VSP.

**3** - Pose des armatures du hourdis supérieur. Réglage du coffrage intérieur courant.

**4** - Bétonnage du voussoir. Décoffrage. Séparation du coffrage intérieur courant avec l'élément permettant de réaliser les entretoises.

**5** - Pose des armatures du U inférieur. Ripage du coffrage intérieur courant. Mise en place du coffrage intérieur de la partie du tablier située au droit de l'entretoise du déviateur après adaptation. Pose des armatures du hourdis supérieur. Bétonnage du voussoir déviateur. Décoffrage. Séparation du coffrage intérieur courant avec l'élément permettant de réaliser les entretoises.

**6** - Mise en tension des câbles de précontrainte 12T15S intérieurs au béton (une paire de câbles en hourdis inférieur et deux paires de câbles en hourdis supérieur).

**7** - Poussage du tablier à l'aide de deux vérins de 250 t (pouvant être dédoublés si nécessaire). Le cycle d'avancement peut être fait en automatique par pas de 1 m.

### Matériel de poussage

#### Avant-bec (figure 7)

La liaison de l'avant-bec avec le béton a été faite à l'aide de barres de précontrainte Macalloy neuves tendues à  $0,7 f_{rg}$ . Les règles de justification du nombre de ces barres ont été déduites du "Guide des ponts poussés" [4]. La DDE a demandé de vérifier le cas de la rupture d'une barre dans une combinaison d'actions accidentelle.

Pour la transmission de l'effort tranchant entre l'avant-bec et le tablier, on a repris une solution mise au point sur le pont de Dresde. Nous avons soudé sur la face d'appui de l'avant-bec sur le béton des moitiés de carrés pour former des clés multiples.

#### Vérins de poussage

La solution de poussage du tablier par un système de traction par câbles et vérins de précontrainte a été jugée peu souple et présentant des aléas qui avaient déjà pu être vérifiés.

Le système Eberspächer présente pour des efforts

de poussage importants des contraintes non négligeables.

L'entreprise a donc renoncé aux systèmes qu'elle avait déjà utilisés pour en développer un nouveau par vérins pousseurs.

La direction des Travaux Spéciaux de demathieu & bard a donc fait concevoir et réaliser par l'entreprise SSVH un système de vérins pousseurs pouvant développer un effort de 1 000 t. Ce système est modulaire. Il est conçu pour pouvoir fonctionner dans une double configuration :

- ◆ avec un vérin par ensemble pour un effort de poussée de 0 à 500 t ;
- ◆ avec deux vérins par ensemble pour un effort de 0 à 1 000 t (photos 20 et 21).

Ce système est prévu avec un asservissement pouvant le faire fonctionner en cycles d'avancement automatiques d'un mètre.

L'ensemble de ce système de poussage comprend :

- ◆ les vérins pousseurs et leurs blocs métalliques de fixation sur les longrines en béton armé de l'aire de préfabrication ;
- ◆ les vérins de blocage du déplacement longitudinal pendant les phases d'arrêt du poussage. Ces vérins sont placés sur la culée adjacente à l'aire de préfabrication ;
- ◆ les pompes d'alimentation des circuits hydrauliques ;
- ◆ le système de commande et de contrôle des cycles de poussage.

Cet ensemble permet un avancement moyen de 8 m/h.

### Appuis de glissement

#### Aire de préfabrication

La sous-face du tablier au droit de la surface de glissement est coffrée par un contreplaqué de 21 mm d'épaisseur servant aussi de plaque de glissement.

La surface de glissement est faite par une peinture époxy de marque Ergoflex Dur posée sur une couche de 40 mm de Betec. Une graisse est placée à l'interface entre le contreplaqué et la résine époxy. Deux produits ont été successivement utilisés :

- ◆ BP Energrease ;
- ◆ Shell Retinax.

Les résultats sont équivalents.

#### Appuis glissants sur piles

Les appuis de glissement sont constitués par des plaques inox polies sur lesquelles viennent glisser des patins en néoprène Téflon®. La lubrification a été faite avec du savon liquide en phase de déplacement du tablier.

### Guidage transversal

Le guidage transversal comprend deux parties :

- ◆ le guidage transversal des 80 premiers mètres

pendant lesquels le tablier n'a pas encore de guidage fixe suffisant pour être parfaitement maîtrisé. Dans cette phase nous avons prévu de monter des guidages auxiliaires du tablier vis-à-vis des longrines de l'aire de préfabrication ;

- ◆ le guidage transversal courant lorsqu'il est possible de prévoir au moins deux lignes de guidages transversaux sur la culée C0 et une pile à l'avant du tablier.

La vallée étant particulièrement venteuse, nous avons admis qu'il était possible de pousser avec un vent transversal de 50 km/h.

En phase de déplacement longitudinal, le tablier ne peut pas mobiliser de résistance transversale au niveau des appuis de glissement contre l'action du vent. Pour limiter les sollicitations dues au vent transversal en phase de poussage il a fallu disposer un guide transversal toutes les deux piles. La pratique a montré que le vent produisait bien des efforts transversaux non négligeables sur ces guides.

## Résultats obtenus en cours de poussage

### Coefficients de frottement sur les appuis

On a pu constater la très grande variabilité des coefficients de frottement entre le début du poussage d'un tronçon et la fin. Cette variation se fait au cours des trois premiers mètres. Dans le cas du deuxième viaduc Jules Verne, en moyenne, cet effort a été divisé par trois entre le début et la fin d'une phase de poussage.

Des essais faits sur les différents produits pouvant servir de lubrifiant ont donné les coefficients de frottement suivants :

- ◆ savon noir :  $8 \pm 2 \%$  ;
- ◆ huile :  $2 \pm 1 \%$  ;
- ◆ graisse :  $2 \pm 1 \%$  ;
- ◆ savon liquide :  $2 \pm 1 \%$ .

L'huile ne montre pas d'avantage important vis-à-vis d'un savon liquide courant en cours de déplacement du tablier.

Il convient cependant de prendre des précautions si le tablier ne se déplace pas pendant une période importante ou si la température devient inférieure à 5 °C. Dans ce cas il a été utilisé les graisses suivantes :

- ◆ BP Energrease LS-EP3 ;
- ◆ Shell Retinax HD2.

On a pu observer que l'effort de poussage n'a jamais dépassé au démarrage 390 t pour un poids poussé de 18600 t ce qui correspond à un coefficient de frottement moyen de 2,7 % si on tient compte de l'effet positif de la pente descendante de 0,6 %.

En phase de déplacement, après les trois premiers mètres, cet effort est en général divisé par 3.

Les coefficients de frottement donnés dans le livret 2.02 de la SNCF sont :



**Photo 20**  
Début d'une phase de poussage  
*Start of a pushing phase*

- ◆ frottement Téflon®/inox :  $0,03 \pm 0,02$  ;
  - ◆ frottement acier/acier graissé :  $0,15 \pm 0,05$ .
- Les efforts de poussée maximale calculés sont :
- ◆ effort nominal :  $H_n = 430 \text{ t}$  ;
  - ◆ effort caractéristique maximum  $H_M$  : 920 t.

### Fonctionnement des appuis de glissement des piles

Les premières plaques de glissement en acier inoxydable ont été posées sur les dés d'appui en ne coulant qu'un bain de mortier.

Nous avons pu constater que les efforts d'embèquement des patins de glissement apparaissant au moment de leur introduction sur la plaque de glissement pouvaient induire un petit déplacement de cette plaque par rapport au béton des dés d'appui. Nous avons été amenés à prévoir le soudage d'une clé de blocage en sous-face de ces plaques pour arrêter ce phénomène.

La déformation nécessaire des patins en néoprène Téflon® au moment de leur introduction entre les plaques de glissement et le béton entraîne des concentrations locales de contraintes qui doivent être équilibrées par un fretage approprié.

### Etudes de la structure

Les études des structures ont été menées par le bureau d'études Secoa conformément à la réglementation en vigueur.

La justification de la résistance du tablier en phase de poussage a été faite conformément au *Guide des ponts poussés* de l'AFGC [4]. Les quantités d'armatures dans le tablier sont très sensibles aux règles de cumul adoptées dans le C.C.T.P.

Le *Guide des appareils d'appui à pot* du Setra a servi pour les calculs des efforts apportés par les appareils d'appui. Ces règles définissent les efforts horizontaux dissymétriques dus à une différence de coefficient de frottement entre les appareils d'appui situés de part et d'autre du point de déplacement nul. Elles adoptent une limite correspondant à dix appareils d'appui. Le viaduc Jules Verne a la particularité d'avoir au total 76 appareils d'appui. Il résultait de l'application de ces règles des efforts horizontaux longitudinaux importants rendant né-



**Photo 21**  
Vérin en ouverture maximale  
*Jack at maximum opening*

cessaire un redimensionnement des fondations des piles équipées d'appuis fixes longitudinaux. Il a donc été décidé par le Setra d'adapter ces règles de calcul.

## Planning du chantier (figure 8)

Les règles de sécurité ferroviaire de la SNCF appliquées lors du passage du tablier au-dessus de ses voies n'ont pas eu d'incidence très importante grâce à une bonne coopération avec ses services techniques et avec ceux de la DDE.

## RÉFÉRENCES

[1] Professeur Fritz Leonhardt – Procédé de construction par cycles de bétonnage en coffrage fixe et cycles de poussage – TP 153 - *Annales de l'ITBTP* – n° 301 – Janvier 1973.

[2] Michel Placidi – Evolution et tendances des méthodes de construction des tabliers de ponts poussés – Pages 139 à 149 – TGC 112 – *Annales de l'ITBTP* – n° 468 – Octobre 1988.

[3] Michel Marchetti – Le pont du roi Taskin à Bangkok (Thaïlande) – Pages 37 à 43 – *Travaux* – n° 582 – Novembre 1983.

[4] AFGC – *Guide des ponts poussés* – Presses de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées.



Second viaduc Jules Verne terminé

Second Jules Verne viaduct completed

Figure 8  
Planning du chantier  
Site work schedule

Désignation des tâches	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin
Paroi moulée	■														
Aire de préfabrication		■	■												
Montage du coffrage tablier			■												
Montage avant-bec			■												
Voussoir 1 - VSC19			■												
Voussoir 2			■												
Voussoir 3			■												
Premier poussage			■												
Tronçon 2			■												
Deuxième poussage			■												
Tronçons 3 à 38			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Dépose avant-bec												■			
Précontrainte extérieure													■	■	
Culée C0	■	■													
Palée provisoire	■	■													
Pile P1	■	■													
P2 à P15	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
P16							■	■	■	■	■	■	■	■	■
P17								■	■	■	■	■	■	■	■
P18									■	■	■	■	■	■	■
C19										■	■	■	■	■	■
Longrines Bhab et glissière															
Pose des Bhab et glissières															
Garde-grève C0 et C19															
Remblai															
Etanchéité															

## ABSTRACT

**Doubling the Jules Verne viaduct in Amiens. A bridge 943 m long constructed in 15 months**

J. Mossot, J.-Fr. Weber, I. Amami, J. Daquin

Doubling the Jules Verne viaduct for the Amiens bypass presented the firm Demathieu & Bard with the challenge of building a prestressed concrete bridge 943 m long in 15 months. This challenge was met by putting in place a deck design as simple and repetitive as possible so as to derive optimum benefit from the pushing construction method.

## RESUMEN ESPAÑOL

**La duplicación del viaducto Jules Verne, en Amiens. Un puente de 943 m de longitud, ejecutado en 15 meses**

J. Mossot, J.-Fr. Weber, I. Amami y J. Daquin

La duplicación del viaducto Jules Verne como parte de la variante de Amiens, ha presentado un verdadero reto para la empresa Demathieu & Bard, o sea, ejecutar un puente de hormigón pretensado de 943 m de longitud en 15 meses. Reto aceptado mediante la instalación de un concepto de tablero más sencillo y lo más repetitivo posible para sacar el mayor provecho del método de construcción por empuje.

# La passerelle Victor

## Un pont mobile sur la Loire

Conçue par Setec TPI et Barto + Barto, la passerelle Victor Schœlcher est un pont mobile d'un type nouveau. Le profil en long rectiligne se transforme en une ligne brisée, qui évolue avec le niveau du plan d'eau. Cet ouvrage associe donc aux techniques de génie civil des ouvrages en sites fluviaux, un système mécanique et un automate qui en font un ouvrage novateur.

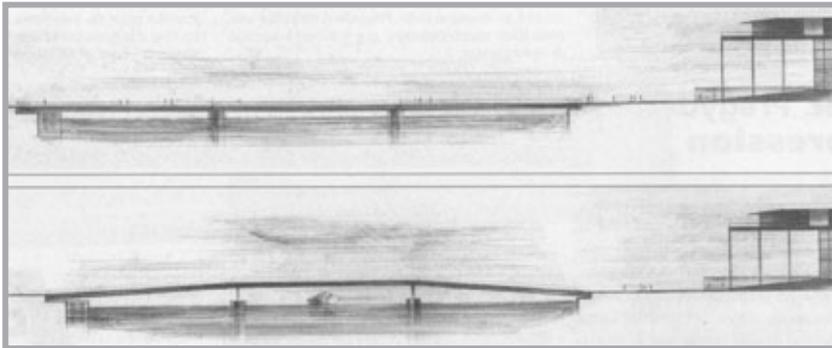


Figure 1  
Esquisse de Bernard Barto  
Sketch by B. Barto

Photo 2  
La passerelle  
Victor  
Schœlcher  
The Victor  
Schœlcher  
footbridge



### ■ GENÈSE DU PROJET

En décembre 1998, le District de l'Agglomération Nantaise, devenu depuis la Communauté Urbaine de Nantes, lance un concours pour réaliser la conception et la maîtrise d'œuvre d'un nouveau pont pour piétons sur la Loire, entre la rue Gaston Michel, au nord, et l'île de Nantes, au sud. Cette passerelle est située en face du Palais de Justice, dont l'architecte est Jean Nouvel.

Le groupement de concepteur, constitué par la Setec TPI (BET concepteur et mandataire) et les architectes Bernard et Clotilde Barto, a été retenu à l'issue de cette consultation avec un projet de passerelle mobile, dont le mouvement suit les marées.

La brèche à franchir a une longueur totale de 150 m.

Le tracé en plan est rectiligne, l'axe général de la passerelle étant choisi dans le prolongement du couloir d'accès à la salle des pas perdus du tribunal.

Le profil en long était laissé au choix des concepteurs. Seules les contraintes de navigation sur la Loire étaient imposées : elles se résument à la largeur de la passe navigable (40 m), et au gabarit de navigation : 5,25 m au-dessus des plus hautes eaux navigables, dont la côte 3,69 NGF est située environ 2,30 m au-dessous du niveau des quais. Par ailleurs, la passerelle doit respecter les contraintes imposées par les normes relatives au déplacement des personnes à mobilité réduite (PMR), et la pente longitudinale du tablier ne doit pas être supérieure à 4 %.

Enfin, le programme du concours insistait sur la parfaite intégration de la passerelle dans le tissu urbain.

Devant ces données contradictoires (respect du gabarit de navigation à la haute mer, et accessibilité aux PMR), Bernard et Clotilde Barto et l'équipe de conception proposèrent un pont mobile, car celui-ci apportait une réponse pertinente au programme de la consultation, tout en proposant la meilleure intégration au site urbain (figure 1).

En effet toute solution fixe imposait un profil en long assez haut pour libérer le gabarit maritime maximal de 5,25 m, et, par voie de conséquence, une cambrure forte de l'extrados de la passerelle, et des rampes importantes sur les quais pour permettre l'accès aux PMR.

De plus, les quais nord et sud étant longés par des avenues importantes et circulées, ces rampes devaient se développer parallèlement au fleuve : elles constituaient alors un obstacle fort à la perception de la ville et des constructions situées sur les quais de la Loire et isolaient la passerelle de la ville.

### ■ LE PONT MOBILE

Mais, alors que les ponts mobiles classiques coupent, en position haute, la circulation des piétons et des véhicules le temps du passage des navires ou, au contraire, coupent la libre circulation des navires lorsque le tablier est en position basse, la passerelle devait permettre en toutes circonstances le passage des piétons et des navires.

En effet, le bras de la Madeleine est utilisé par une navigation de plaisance dominicale et estivale, et par les pêcheurs qui recherchent, pendant les nuits d'hiver, là où se mélangent les eaux douces et sa-

# Schœlcher à Nantes

**Jean-Bernard Datry**

DIRECTEUR D'ÉTUDES  
Setec TPI



**Françoise Prunier**

INGÉNIEUR EN CHEF  
Setec TPI



lées, les civelles très prisées sur les tables nantaises.

Occasionnellement, le bras de la Madeleine est utilisé comme bras de délestage du bras navigable de Pirmil pour le passage des bateaux de commerce. Il fallait donc imaginer un pont mobile, qui suive, sans coupure du trafic fluvial et du cheminement des piétons, le mouvement des marées.

En étroite liaison avec les Services de la Navigation de la Loire, les gabarits utiles suivants ont été retenus :

◆ 3,80 m pour les bateaux de plaisance, pêche ou commerce ;

◆ 5,25 m pour les bateaux de commerce exceptionnels.

Par ailleurs, le gabarit des ponts fixes situés en amont et en aval du site de la passerelle est de 4,25 m au pont Audibert et 4,90 m au pont Haudaudine.

Bernard et Clotilde Barto imaginèrent alors une ligne droite, parfaite et pure, qui se brise pour dégager le gabarit de navigation. Le mouvement de cette ligne, dont la cinématique est extrêmement simple, est conditionné par le niveau du fleuve (photo 2).

L'analyse du régime de la Loire montre que le niveau du fleuve est fonction de l'action conjuguée du régime de crue et du régime des marées. Les crues les plus fortes ont lieu en hiver, en janvier ou en mars : le débit de la Loire peut atteindre 3000 m<sup>3</sup>/s.

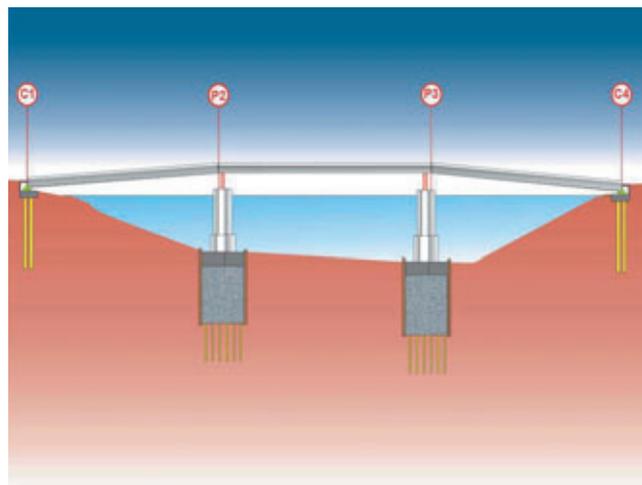
L'étiage maximal a lieu en août et en septembre, lorsque le débit n'est plus que de quelques centaines de mètres cubes par seconde. Ce régime fluvial se superpose au régime des marées, le bras de la Madeleine étant très proche de l'estuaire de la Loire.

C'est à partir de cette analyse fine du régime de vive-eau et de morte-eau combiné au régime des crues de la Loire que les concepteurs arrêterent le principe de fonctionnement automatique de la passerelle et retinrent les niveaux critiques du mouvement.

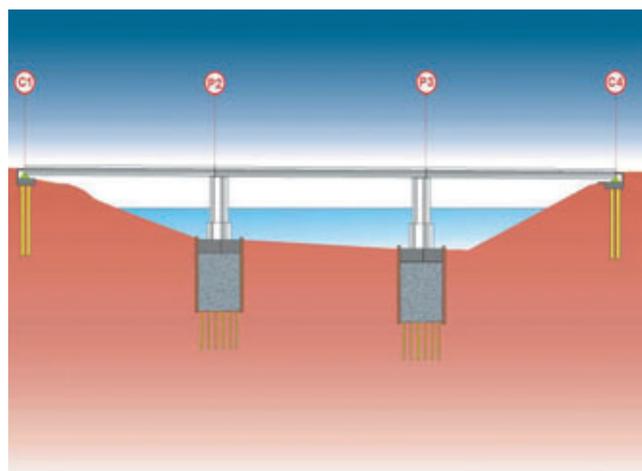
Lorsque le gabarit de passage de 3,80 m n'est plus respecté sous l'intrados du tablier, le mécanisme de levage se met en marche. Afin de permettre le passage des PMR, le premier levage du tablier s'interrompt lorsque les travées de rive ont une pente maximale de 4 %.

Dans un deuxième temps, lorsque le gabarit de 3,80 m n'est de nouveau plus respecté sous l'intrados, c'est-à-dire lorsqu'il y a un fort coefficient de marée ou une crue exceptionnelle ou la combinaison des deux, la passerelle monte jusqu'à un

niveau permettant le passage des navires tant que le niveau de la Loire est inférieur aux plus hautes eaux navigables (figures 3 et 4).



**Figure 3**  
La passerelle  
en position haute  
*The footbridge  
in high position*



**Figure 4**  
La passerelle  
en position basse  
*The footbridge  
in low position*

Ce fonctionnement en deux étapes a été retenu pour limiter la durée de la deuxième phase à quelques heures lorsqu'elle est nécessaire et ne pas gêner la circulation des piétons à mobilité réduite. Au-delà, les quais sont inondés et la circulation des navires n'est plus autorisée.

Par ailleurs un fonctionnement manuel permet de dégager, à titre exceptionnel, un gabarit de 5,25 m pour permettre, en cas d'accident sur le bras navigable de Pirmil, le passage de navires plus importants sur le bras de la Madeleine.

La vitesse du mouvement est déterminée à partir des marégrammes. Elle est de l'ordre de cinq centimètres par minute : l'ascension est donc parfaitement imperceptible pour les piétons. Ainsi, la passerelle reste toujours en service et la traversée du fleuve est possible pendant le mouvement.

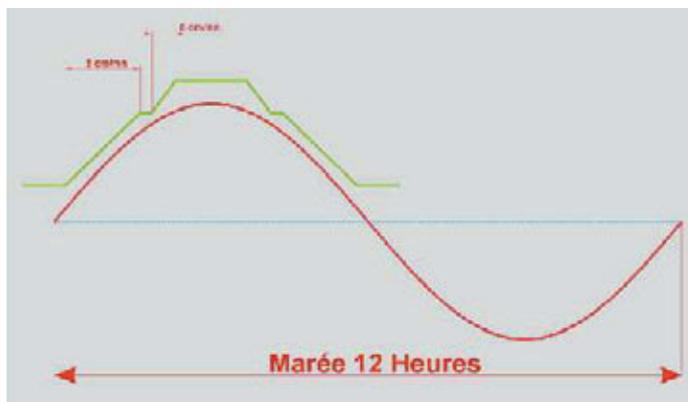
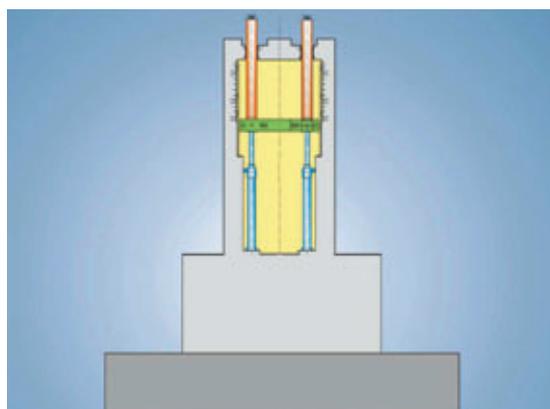


Figure 5  
Diagramme  
de fonctionnement  
Diagram  
of operation

Figure 6  
Coupe sur pile  
Cross section  
on pier



La passerelle reste baissée et rectiligne plusieurs jours consécutifs durant les périodes d'étiage et lorsque les coefficients de marées seront faibles à moyens.

Elle pourra rester en position haute pendant plusieurs jours consécutifs en période de forte crue, ce qui se rencontre pendant 10 à 15 marées sur une période d'une année. La durée de la phase levée varie de 4 heures à l'étiage avec un fort coefficient de marée, à 9 heures en période de crue avec un faible coefficient de marée. Le reste du temps, la passerelle se lèvera pratiquement à chaque marée, la pente maximale des travées de rive restant toujours inférieure à 4 % (figure 5).

### ■ STRUCTURE DU TABLIER

L'ouvrage proposé comprend trois travées articulées de 50 m, 50,5 m et 50 m. La largeur utile de la passerelle est de 5,00 m.

La travée centrale repose sur deux piles, distantes de 50 m, encastrées sur le substratum rocheux. Ces piles creuses englobent les mécanismes de levage, dont n'émergent que deux fûts mobiles en acier inoxydables de 0,60 m de diamètre (figure 6). Aux extrémités de la travée médiane, des articulations portent les appuis des travées de rive. Côté culées, ces dernières sont simplement appuyées sur des boggies articulés circulant horizontalement sur des rails scellés sur le chevêtre en béton armé (photo 7).

La structure porteuse du tablier est extrêmement simple : elle est constituée par deux poutres en I reconstitué en acier S355 et d'un platelage de liaison orthotrope constitué d'une tôle de 15 mm et des augets de 6 mm d'épaisseur et 250 mm de

hauteur. Les deux poutres sont reliées entre elles par des entretoises, constituées de I de 600 mm de hauteur, espacées tous les 3,60 m. Aux extrémités, des articulations permettent le mouvement des travées (photo 8).

### ■ LES APPUIS EN LOIRE

Les piles sont fondées sur le substratum rocheux, extrêmement dur, constitué par des micaschistes et de l'amphibolite. Compte tenu de la grande profondeur de ce substratum, la construction de ces piles a demandé le battage d'un batardeau en palplanches, la réalisation d'un béton immergé de 7 m d'épaisseur, puis, au-dessus, la réalisation de la pile qui comprend un fût creux, une semelle, et un chevêtre épais dans lequel sont fixés le tube et les patins de guidage des fûts.

La pile doit résister à un choc de bateau longitudinal de 700 t, ce qui rend nécessaire l'ancrage de la semelle par 18 micropieux scellés de 14 m dans l'horizon rocheux. Ces micropieux, d'une capacité de 60 tonnes, sont également utilisés pour ancrer le bouchon de gros béton, participant ainsi à l'équilibre du fond du batardeau vis-à-vis de la sous-pression hydrostatique lors des phases d'assèchement. Les mécanismes sont logés à l'intérieur des fûts de piles : vérins linéaires et chevêtre en acier de levage. Ils sont accessibles pour la maintenance et l'entretien par une trappe étanche située sur le chevêtre de la pile.

Les culées sont de simples sommiers en béton armé, encastrés dans les perrés en pierre des berges. Elles reposent sur trois pieux en acier, de 860 mm de diamètre battus au refus.

### ■ LES SUPERSTRUCTURES

Les superstructures de la passerelle sont traitées dans un esprit urbain : la passerelle est la prolongation des quais et de la ville.

Le revêtement est en asphalte, dans lequel les architectes ont voulu incruster des lignes en aluminium anodisé.

Les trappes d'accès aux mécanismes situés dans les piles et les joints de chaussée sont également réalisés en fonte d'aluminium anodisée et sablée, afin de donner une rugosité de surface compatible avec la circulation des piétons.

Les garde-corps sont constitués de panneaux de verre feuilleté extra blanc 15 - 12 - 4, encastrés en pied et surmontés d'une lisse en aluminium. Ils ont fait l'objet d'essais de résistance au CEBTP, et la poussée prise en compte est, à titre conservatoire, déterminée à partir de la largeur totale de la passerelle.

Le dessin de détail du revêtement, des incrustations, des plaques palières et des garde-corps a

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

#### **Maître d'ouvrage**

Communauté Urbaine de Nantes

#### **Assistant au maître d'ouvrage**

EEG-Simecsol agence Centre-Ouest

#### **Maître d'œuvre**

Setec TPI - BET et mandataire du groupement

Barto + Barto - Architectes

#### **Entreprises chargées des travaux**

- EMCC : génie civil
- Joseph Paris : charpentes et mécanismes
- Mainguy : automatismes
- Entreprise Industrielle Atlantique - Groupe INEO : éclairage de mise en valeur

fait l'objet d'un soin extrême de la part des architectes.

Des bornes sonores et lumineuses sont situées aux extrémités de chacune des travées (photo 9). Elles avertissent les piétons des mouvements de la passerelle, lorsque les niveaux critiques du fleuve sont atteints.

Enfin, un balisage lumineux est encastré en rive du tablier. Ce balisage met en valeur les garde-corps en verre et les mains courantes en aluminium, créant un halo continu sur tout le franchissement pour le confort et la sécurité de l'utilisateur. Un éclairage des fûts en acier inoxydable et du tablier depuis les appuis, signale la montée du tablier. Une mise au point délicate et plusieurs essais sur maquette à échelle réelle ont été nécessaires.

Après mise en service, l'illumination nocturne du pont a reçu un accueil très favorable des utilisateurs.

## ■ LES MÉCANISMES DE LEVAGE

Les vérins de levage prennent appuis sur les semelles de fondation et poussent un chevêtre mobile, réalisé en acier, constitué d'une traverse en I reconstitué soudé et deux fûts cylindriques en acier inoxydable, sur lesquels reposent les appareils d'appuis à pots d'élastomère de la travée médiane.

Ce système a été retenu afin de :

- ◆ résister au choc accidentel des superstructures des bateaux sur le tablier (70 t horizontales appliquées au niveau de l'intrados de la passerelle) ;
- ◆ garder en toutes circonstances un appui lors des maintenances lourdes, ces dernières pouvant aller jusqu'au remplacement des vérins : le chevêtre prend alors appuis sur une crémaillère en acier, encastrée dans le fût de pile, permettant de bloquer la passerelle en position haute ;
- ◆ descendre les énergies et les fluides à l'intérieur de l'enveloppe cylindrique.

Les tubes en acier inoxydable sont guidés par des patins en Téflon® situés dans les chevêtres afin de ne pas transmettre d'efforts horizontaux aux vérins de levage.

La protection des vérins contre les agressions dues à l'atmosphère marine et l'immersion accidentelle est assurée par :

- ◆ une tige chromée pour le levage ;
  - ◆ un corps de vérins revêtu par peinture anticorrosion ;
  - ◆ des joints d'étanchéité résistants à l'eau de mer.
- La course maximale des vérins est de 4,80 m pour dégager le gabarit exceptionnel. Le levage est effectué en 30 minutes pour le premier niveau (145 cm) et en 12 minutes pour le levage complémentaire de 70 cm.

Le levage exceptionnel est effectué avec une vitesse supérieure afin que sa durée n'excède pas



Photo 7  
Les boggies sur culées

*Bogies on abutments*



Photo 8  
Le tablier et ses articulations

*The deck and its hinged joints*



Photo 9  
Les bornes d'extrémité

*The end posts*

15 minutes pour libérer totalement la passe navigable. Pendant cette phase, la passerelle est temporairement interdite aux piétons. La manœuvre est cependant assurée depuis une boîte à boutons disposée dans un local technique situé en rive droite, afin que le préposé puisse s'assurer, préalablement à cette manœuvre, de l'évacuation des piétons.

La mesure du niveau d'eau est assurée par des capteurs soniques, placés dans une chambre de tranquillisation afin de n'être pas perturbés par les remous et les vagues engendrés par la navigation fluviale.

Les centrales hydrauliques sont placées entre les poutres principales du tablier, à proximité des piles afin de ne pas distribuer l'hydraulique sur des grandes longueurs. Des tuyaux rigides en acier

## LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Charpente métallique (S355) : 440 t
- Béton armé pour piles et culées 1400 m<sup>3</sup>
- Béton immergé : 1 900 m<sup>3</sup>
- Micropieux : 500 m (350 mm)
- Aciers pour béton armé : 170 t
- Pieux métalliques (860 mm) : 45 t

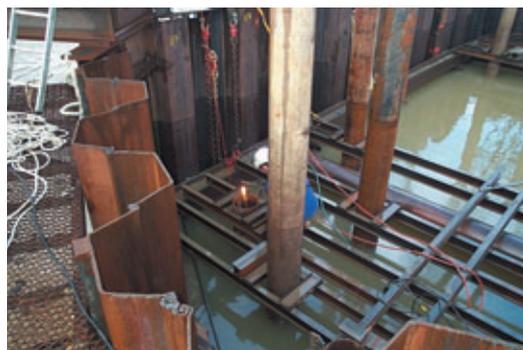
**Photo 10**  
Le batardeau sud  
*The southern cofferdam*



**Photo 11**  
Les obstacles retirés  
du fond de la Loire  
*Obstacles removed  
from the bottom  
of the Loire*



**Photo 13**  
Le système de guidage  
*The guidance system*



**Photo 12**  
Exécution des micropieux  
*Construction of micropiles*

**Photo 14**  
La pose  
de la travée centrale  
*Laying  
the centre span*



inoxydable circulent à l'intérieur des tubes de levage.

Les armoires électriques sont disposées dans un local technique situé en rive droite de la Loire.

Les informations relatives au fonctionnement du pont mobile et les images des caméras de surveillance sont reportées dans un local de commande déporté.

## LES TRAVAUX

Les travaux de la passerelle ont été réalisés par le groupement d'entreprises :

- ◆ EMCC (mandataire) réalisant les travaux de génie civil ;
- ◆ Joseph Paris construisant la charpente métallique ;
- ◆ Joseph Paris - Mainguy pour la fabrication des mécanismes de levage et les automatismes ;
- ◆ Entreprise Industrielle pour l'éclairage de mise en valeur du tablier et des piles.

Les travaux ont commencé sur le site en juillet 2000 et se sont achevés en octobre 2001. La construction des appuis en Loire a exigé la mobilisation de deux pontons-grues de 130 et 70 t. Les piles ont été construites à l'intérieur de batardeaux de 17 m de long et 7,50 m de large (photo 10).

Deux difficultés ont cependant été rencontrées lors du battage des palplanches et la réalisation des fondations :

- ◆ l'ouvrage est situé à l'emplacement d'un ancien pont dont les fondations de béton et les pieux avaient été repérés lors des campagnes de sondages de reconnaissance. Il a donc fallu curer le fond de la Loire avant le battage des palplanches (photo 11);
- ◆ la dureté des graviers et galets rencontrés un à deux mètres au-dessus de l'horizon rocheux a rendu très difficile le battage complet des palplanches et l'exécution de l'ancrage des micropieux

**Photo 15**  
La mise en œuvre du revêtement  
*Laying the surfacing*





**Photo 16**  
**La passerelle achevée**  
**The completed footbridge**

dont la perforation désorganisait la couche de galets indurés rencontrée sur le toit du substratum rocheux et qui avait provoqué l'arrêt de l'excavation (photo 12). Un traitement complémentaire de sol par injection a été réalisé en pile P2 pour restituer les qualités du fond de fouille. En pile P3, l'utilisation de trépan a été rendue nécessaire pour atteindre le niveau du substratum prévu au marché.

La pose des vérins et des mécanismes de levage et de guidage est intervenue après achèvement des fûts de pile, mais avant coulage du chevêtre (photo 13).

La fabrication du tablier métallique a été réalisée en usine, par tronçons d'environ 17 m. Les travées ont été assemblées sur les quais de l'île de Nantes, à proximité du site. Le levage et la pose des travées ont été assurés par un ponton-grue de 400 t de capacité, en commençant par la travée centrale (photo 14).

Les travaux de finition comprenaient la mise en place des incrustations d'aluminium anodisé (photo 15), le coulage de l'asphalte, la pose de l'éclairage et du garde-corps en verre, et le réglage des mécanismes et de l'automate de gestion.

Ouvrage avant tout urbain, à contretemps des réalisations plus spectaculaires qui ont fleuri ces dernières années un peu partout sur le territoire national, cette passerelle a été saluée pour ses qualités d'innovation et d'insertion urbaine tant par les critiques d'architecture que par les mariniers de la Loire (photo 16).

A tel point que ce principe de pont mobile a déjà été proposé à d'autres maîtres d'ouvrage.

## ABSTRACT

**The Victor Schœlcher footbridge in Nantes. A movable bridge over the Loire**

*J.-B. Datry, Fr. Prunier*

**Designed by Setec TPI and Barto + Barto, the Victor Schœlcher footbridge is a movable bridge of a new type. The straight longitudinal profile is transformed into a broken line, which evolves with the water level. This structure therefore involves not only civil engineering techniques for structures on river sites, but also a mechanical system and a programmable controller, making it an innovative project.**

## RESUMEN ESPAÑOL

**La pasarela Victor Schoelter en Nantes. Un puente móvil sobre el Loira**

*J.-B. Datry y Fr. Prunier*

**Diseñada por Setec TPI y Barto + Barto, la pasarela Victor Schoelter corresponde a un puente móvil de nuevo tipo. El perfil longitudinal rectilíneo se transforma en una línea quebrada, que evoluciona acorde al nivel de las aguas. En esta estructura se combinan dos técnicas de ingeniería civil aplicables a las estructuras en emplazamientos fluviales, un sistema mecánico y un autómata que hacen de esta obra una estructura innovadora.**

# L'élargissement des pontes

## Les contraintes architecturales

Si l'on envisage d'élargir un pont ancien en maçonnerie, c'est que – outre sa solidité – il présente certaines qualités architecturales.

Avant tout projet il importe de se fixer un programme clair et complet et d'analyser soigneusement l'ouvrage.

Deux configurations d'élargissement se présentent habituellement :

- l'élargissement symétrique par dalle béton avec portes-à-faux, posée sur l'ancien pont ou par consoles ou dispositifs accrochés de part et d'autre;

- l'accolement d'un nouvel ouvrage contre l'ancien : c'est l'occasion d'être modeste, contemporain et cohérent.

Deux exemples sont donnés de cette disposition :

- le pont des Grilles à Metz avec une façade préfabriquée en béton ouvragé;

- le pont de Thionville à Metz dont l'architecture nouvelle s'allie à celle des deux phases précédentes, visibles en même temps.

Les pontes traditionnels en maçonnerie véhiculent une image symbolique forte qui dépasse souvent la qualité de leur architecture. Pour tous, c'est l'incarnation de la communication, lien horizontal entre deux versants opposés, soutenu par une ou plusieurs arches franchissant l'obstacle. Cette image forte ne devra pas être oubliée si l'on envisage d'élargir un ouvrage (photo 1).

Un pont traditionnel se caractérise sur le plan architectural – je me garderai bien d'évoquer ici toutes considérations techniques – par un assez petit nombre d'éléments.

### L'harmonie générale

Puisqu'on envisage d'élargir un pont ancien – au lieu de le démolir et de le reconstruire – c'est qu'en plus de la solidité qu'on lui a reconnu, sa configuration présente une harmonie satisfaisante : dans ses proportions, sa forme, sa matière, et les rapports entre ses constituants.

### Le matériau

Souvent de la pierre, parfois de la brique, le matériau est très présent par sa texture, sa couleur, les dimensions de ses composants et leur mode d'assemblage, allant d'empilements rudimentaires et parfois désordonnés à des appareillages soignés et complexes. Quelquefois les parements des parties courantes sont enduits, mais en général sur des emprises modestes, ceinturées par le matériau de base.

### Les piles

Elles sont massives, principalement parce qu'on se servait pour les construire d'un seul cintre déplacé successivement : il fallait donc que chaque travée soit autostable.

Cette relative lourdeur est bien admise : elle est rassurante, elle exprime une solidité apparemment inébranlable, même si, comme en avril 1978, des faiblesses de fondations ont entraîné l'effondrement du pont Wilson à Tours.

La lourdeur des piles est parfois atténuée par des avant- et arrière-ombs. Leur rôle est d'abord de fendre les flots et de protéger les piles des embâcles. Mais par leurs arrondis ou leurs pointes, ils en affinent la silhouette en permettant à la lumière de jouer plus diversement que sur une façade plate.

### Les arches

Elles sont devenues le symbole du franchissement. Leur forme courbe, en plein cintre, en ogive, ou en anse de panier est toujours satisfaisante. L'appareillage rayonnant des matériaux ajoutent à la lecture de l'ensemble et exprime clairement la logique constructive.

Certains pontes ont connu des évolutions au cours de leur vie et parfois les phases successives sont parfaitement lisibles. Il y a eu des ratés ; mais aussi des réussites, comme ces élargissements par arcs plus tendus qu'à l'origine, s'appuyant sur les avant-ombs qui mettent en valeur l'évolution de l'architecture d'un siècle à l'autre (photo 2).

### Le couronnement

En général une corniche couronne les façades d'un pont ancien. En pierre dure, son rôle est de protéger la tranche de la maçonnerie et d'écarter du parement les eaux de pluies. Au départ, directement inspirée de celle des temples antiques, la

Photo 1  
Image symbolique du pont, trait d'union entre deux versants. Briançon, pont d'Asfeld  
*Symbolic image of the bridge, a link between two valley slopes. Briançon, Asfeld Bridge*



© J.-L. Jolin

# ponts en maçonnerie

corniche comportait une mouluration complexe, avec des saillies relativement faibles soutenues par des corbeaux ou des modillons.

Au-dessus, le garde-corps était souvent plein, en maçonnerie par facilité ou par économie. En site urbain la pierre était taillée et ajourée, en continu ou par séquences, sous forme de balustres entre des éléments pleins. Parfois, le garde-corps était métallique, allant de serrureries rudimentaires à des ouvrages très sculptés en fonte, en bronze ou en cuivre. Il ne faut pas oublier que – vu du dessus du pont – le garde-corps est le seul élément que l'on perçoit de l'ouvrage. Cela a souvent justifié un effort d'imagination pour une décoration discrète ou abondante, rarement médiocre sur les ponts anciens.

Et puis, quand il est ajouré, même partiellement, un garde-corps permet la vue sur le franchissement : c'est bien agréable au-dessus d'une vallée ou d'une rivière.

## L'éclairage public

Il est rarement d'époque et pas toujours adapté à l'architecture du pont. Je ne mentionne cet élément que pour qu'on ne l'oublie pas par la suite.

## Les abords

Il ne faut pas les oublier non plus. Se limiter au seul ouvrage est trop restrictif et peut conduire à des catastrophes. Qu'ils soient naturels ou architecturés, amples ou resserrés, les abords d'un pont accompagnent et complètent ce dernier. Une modification de celui-ci aura forcément une influence sur ce qui l'entoure.

## LE PROGRAMME DE L'ÉLARGISSEMENT

C'est l'élément capital de tout projet, mais c'est souvent le plus mal défini.

Il résulte de nécessités techniques, issues de données plus ou moins quantifiables, et établies par des technocrates capables de dimensionner les choses avec précisions. Il peut être affaibli, ou parfois renforcé, par l'hésitation ou la conviction des décideurs, partagés entre des satisfactions contradictoires.

Il demande une analyse fine des besoins et une connaissance suffisante de l'existant et l'intuition de ce qui est concevable pour que les éléments du

programme s'emboîtent harmonieusement. Ce n'est pas un concours de concepteurs, à partir d'un programme mal conçu, qui aboutira à un projet satisfaisant. Chaque concurrent interprétant à sa façon les faibles données qui lui sont fournies par le maître d'ouvrage, il en résulte, la plupart du temps, un foisonnement d'idées pas adaptées au problème. Un concours n'apporte pas un programme. Il ne conduit à de bonnes solutions que si le programme est judicieux et clairement exprimé.



© J.-L. Jolin

**Photo 2**  
Ample courbe des arches soulignée par l'appareillage des pierres rayonnantes, corniche peu saillante, moulurée soutenue par des modillons. Pont d'Iéna, Paris, élargi discrètement en 1937

*Generous curve of the arches emphasised by the bonding of the radiant stones, discreet cornice, moulded and supported by modillions. Pont d'Iéna bridge in Paris, widened discreetly in 1937*

Il importe donc de définir avant toute étude :

◆ l'importance de l'élargissement. Elle peut être faible ou significative et donc changer plus ou moins fortement la perception de l'ouvrage ancien après son élargissement. Elle est déterminante pour la solution à la fois technique et architecturale à envisager ;

◆ la position de l'élargissement par rapport à l'ouvrage existant : symétrique ou non ;

◆ l'élargissement de quoi ? De la chaussée, des trottoirs, de l'ensemble. Là également les solutions seront différentes ;

◆ les types de protections latérales : on ne peut remplacer impunément, pour l'aspect général d'un pont, un garde-corps ouvragé par une BN 4 ou par un modèle normalisé ;

◆ les extrémités : en entonnoir ou non, les abords, tant routiers que piétonniers ou paysagés avec leurs raccordements avec la suite du tracé ;

◆ les équipements – éclairages, signalisations – en type, hauteur et écartement ;

◆ le caractère que l'on souhaite donner à l'ouvrage. C'est l'élément capital du programme mais il est si rarement dit. Il en est pourtant d'un pont comme d'une voiture : on doit pouvoir dire au concep-

► teur si on veut du bas de gamme, du moyen ou du spectaculaire. Il faut évidemment avoir les moyens de ses intentions : la passerelle de Solférino ou le pont d'Orléans n'ont pas coûté le prix d'un PiPo rudimentaire.

### ■ QUELQUES CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

On a l'habitude de citer, à juste titre, Paul Séjourné qui, voici près d'un siècle, a énoncé de façon fort concise des vérités bonnes à rappeler. En outre l'impérieuse nécessité du bon aspect des ouvrages : "*Il n'est pas permis de faire laid*". Je compléterai son propos en disant que *cela peut être plus cher quand c'est beau, mais que ce n'est pas parce que c'est laid que c'est moins cher*. Cette évidence est absolue.

rant qu'on ne le croit – procède à une analyse détaillée de l'architecture de l'ouvrage pour en mettre en valeur les éléments forts à préserver, voire à souligner. Il en profitera pour repérer les parements ou éléments exigeant une remise en état.

Souvent, un pont intéressant se situe dans le périmètre sensible entourant un Monument Inscrit ou Historique (en général, un périmètre de covisibilité avec le monument, correspondant à un cercle de 500 m de rayon à partir de celui-ci).

Il est alors indispensable d'associer dès le départ l'architecte des Bâtiments de France du département. C'est un personnage inévitable, dont les décisions ou les veto semblent d'autant plus énigmatiques et sans appel qu'il aura été consulté trop tard.

### ■ LA CONCEPTION ARCHITECTURALE D'UN ÉLARGISSEMENT

Je considère que, sur le plan architectural, il y a lieu de distinguer deux cas de figures en fonction de l'ouvrage existant et du programme d'élargissement :

- ◆ un élargissement relativement symétrique par dessus l'ouvrage existant ;
- ◆ un élargissement par accolement latéral d'un ou deux ouvrages nouveaux.

Ils impliquent des solutions différentes que j'évoquerai successivement.

### ■ L'ÉLARGISSEMENT RELATIVEMENT SYMÉTRIQUE

C'est une solution qui se prête assez bien à des élargissements modestes : de quelques décimètres à 4 m au maximum (soit 2 m de chaque côté).

La solution classique consiste à poser – d'une façon technique dont je ne parlerai pas – une dalle en béton armé recréant un tablier complet ou bien en projetant latéralement des éléments mis en œuvre de diverses manières.

Sur le plan architectural le problème majeur provient de l'importance du porte-à-faux d'un ensemble généralement assez mince par rapport à la masse de l'ouvrage. Il crée une ligne d'ombre qui n'interfère pas très bien avec les arches et dont on ne comprend pas immédiatement la logique constructive. La difficulté pour l'architecte est de donner à croire que l'ouvrage ancien "attendait" son élargissement et non pas, comme souvent, qu'on a posé, à la sauvette, un grand plateau sur un vieux pont étroit qui ne le souhaitait pas.

Il me semble donc important que :

- ◆ l'élargissement ne soit pas trop important pour que l'ombre de la saillie ne coupe pas la façade existante de façon intempestive ;

**Photo 3**  
Un élargissement symétrique par tablier béton posé sur l'ancienne structure en pierre. Si la pierre est bien restaurée, on peut regretter l'indigence de la corniche autant que celle du garde-corps de série. Metz, pont de l'université

*Symmetric widening by concrete deck laid on the old stone structure. While the stone is well restored, one may regret the poverty of the cornice and of the standard guard rail. Metz, "Pont de l'université" bridge*



© J.-L. Jolin

Je ferais aussi référence, dans le cas qui nous intéresse, à Auguste Perret qui proclamait avec bon sens "*qu'être moderne c'est faire ce que les anciens auraient fait à notre place*". Ils ont su à chaque époque, adapter la technique – donc le "style" – au problème posé. J'ajouterai qu'il faut avoir, pour l'élargissement d'un pont ancien, l'humilité des architectes bâtisseurs de cathédrales qui, se succédant tous les 20 ans, ont poursuivi pendant parfois deux siècles l'œuvre de leurs prédécesseurs en conservant l'idée directrice du départ, tout en l'adaptant aux acquis techniques successifs.

Sur un pont, comme sur une cathédrale il n'est pas bon d'intervenir de façon brutale, en faisant un numéro de voltige ou d'originalité forcenée qui, certes, sera remarqué par les revues du jour, mais risque de mal vieillir.

### ■ LA CONNAISSANCE DE L'EXISTANT

Avant toute étude d'élargissement d'un pont il est indispensable qu'un architecte sensibilisé à l'architecture des ouvrages d'art – c'est moins cou-

◆ il soit accompagné par des éléments de structure qui expliquent ou justifient la façon dont est portée l'adjonction. Des consoles en béton, par exemple, (pont de Gavisse sur la Boler, pont sur le Drac) créent une transition intéressante entre le parement ancien et la saillie ;

◆ quand des avant-becs existent, ils soient utilisés – habilement si possible, comme au pont d'Aix-sur-Vienne – pour interrompre la raideur d'une corniche filant loin en avant des arches. On peut atténuer la rigidité d'aspect de cette dernière en courbant légèrement son intrados ;

◆ dans tous les cas, la modénature de la corniche soit en harmonie avec l'ouvrage en dessous. Un béton plat, lisse, terne et mal venu traduit une grande indigence. De même que des profils mous sur lesquels la lumière ne vibre pas. Une corniche doit – au-dessus d'un ouvrage ancien – avoir une succession de moulures, plus ou moins complexes suivant le cas, créant des bandes d'ombre et de lumière qui soulignent la rive. On n'est pas obligé de les sculpter dans la pierre. Le moulage d'un béton soigné dans sa couleur et son parement (sablé, désactivé ou lisse) donne de bons résultats. N'oublions pas que la corniche est le seul élément visible d'un élargissement toujours trop coûteux : autant en soigner l'aspect. C'est la signature de ceux qui l'auront réalisé (photo 3) ;

◆ les protections latérales soient également en harmonie avec l'ensemble. Ce n'est pas facile si l'on doit également respecter les féroces dispositifs réglementaires dont l'aspect n'est pas très attrayant.

D'autres solutions sont possibles. Alain Spielmann a montré que quand le pont ancien n'était suffisant que pour supporter la seule chaussée, on pouvait accrocher le trottoir à l'extérieur de l'ouvrage, sur des consoles ou sur une structure indépendante. Le résultat est satisfaisant lorsque l'adjonction accompagne l'ouvrage sans lui faire concurrence et qu'il exprime clairement, par sa légèreté, sa fonction porteuse secondaire.

## ■ L'ACCOLEMENT D'UN NOUVEL OUVRAGE

Dans ce cas l'élargissement est généralement important. Il est souvent dissymétrique, mais ce n'est pas obligé.

C'est l'occasion de se rappeler la citation d'Auguste Perret. Il me semble également capital dans ce cas, d'être :

◆ modeste en ne dénaturant pas, par l'adjonction, l'ouvrage existant ;

◆ contemporain en utilisant la technique du moment la mieux adaptée. Rien n'oblige à faire un plagiat de ce qui existe, au contraire ;

◆ cohérent en mettant en valeur la spécificité et du procédé constructif et du matériau.

C'est dans cet état d'esprit que j'ai assuré la conception architecturale de l'élargissement de deux ponts à Metz que je citerai en exemple.

### Le pont des Grilles

L'ouvrage a connu bien des transformations depuis son origine au XIII<sup>e</sup> siècle. C'était au départ, la continuité des remparts de la ville. Étroit et couvert, il comportait trois arches avec des grilles défensives que l'on abaissait tous les soirs. Ce n'est qu'en 1745 qu'il devint un véritable pont ouvert à la circulation.



© J.-L. Jolin

**Photo 4**  
Le pont des Grilles à Metz, façade aval. La courbe des arches reprend exactement celles du pont d'origine. Le jeu des traitements du béton coloré exprime un matériau et une technique contemporaine

*Grilles Bridge in Metz, downstream facade. The curves of the arches exactly match those of the original bridge. The coloured concrete surfacing expresses a contemporary material and technique*

En 1980 il fut décidé d'en doubler la largeur par un nouvel ouvrage accolé au côté aval, non visible de la ville et dont le parement ancien était dégradé. J'ai proposé, pour que l'extension passe inaperçue, de continuer, sur l'ouvrage neuf, la coupe existante avec ses deux piles massives et ses trois arches en anse de panier. L'intrados de l'arche a été réalisé en béton armé suivant une technique contemporaine. Le béton, lisse, est bien venu. Je regrette seulement les busettes d'évacuation des eaux qui, réalisées en plastique, ont très vite été cassées.

Le parement aval ne pouvant être vu en même temps que l'amont, il m'a semblé évident de le traiter de façon contemporaine en retrouvant la couleur ocre caractéristique de la pierre des monuments de Metz. Celle-ci étant trop coûteuse le parement a été réalisé en béton coloré. Pour passer de l'arche à la ligne droite de la corniche j'ai dessiné un empilement d'arcs de plus en plus tendus qui séparent des traitements du béton allant du désactivé au cannelé-cassé où le soleil joue vigoureusement (photo 4).

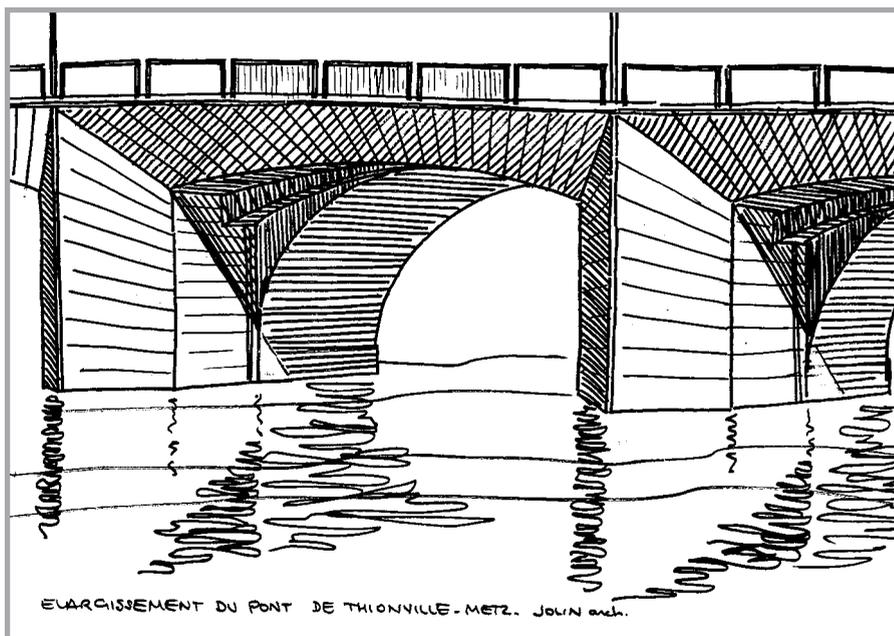
La façade, préfabriquée en atelier, a été montée à sec. Des arrière-becs coupent la continuité et débordent le tablier pour former des bacs à plantes. Il n'y a pas de corniche en béton mais un ensemble garde-corps - corniche en serrurerie sans mièvrerie qui protège la tranche du béton, et permet la vue sur la rivière. A l'époque, j'ai difficilement persua-

► dé les décideurs de ne pas faire un garde-corps plein, comme celui qui existe côté amont ; je crois que 20 ans après, personne ne s'est rendu compte de cette dissymétrie (photo 5).

**Photo 5**  
 Détail avec, de bas en haut, du béton désactivé, puis cannelé et cassé, et enfin le groupe corniche – garde-corps en serrurerie  
*Detail with, from the bottom upward, concrete which is deactivated, then fluted and broken, and finally the cornice/metal guard rail group*



© J.-L. Jolin



**Figure 1**  
 Metz - Pont de Thionville. Esquisse mettant en valeur le plein cintre d'origine, l'élargissement de 1854 et la solution proposée  
*Metz - Thionville Bridge. Sketch highlighting the original full centre, the 1854 widening and the proposed solution*

**Photo 6**  
 Metz - Pont de Thionville. Vue d'ensemble de la façade aval  
*Metz - Thionville Bridge. General view of the downstream facade*



© J.-L. Jolin

## Le pont de Thionville

Quelques années plus tard, un autre exercice de style se présenta sur le même itinéraire, au-dessus du bras principal de la Moselle.

L'ouvrage, sur 159 m de long, comporte 11 arches de 9,90 à 12,95 m de portée. Il était intéressant car, construit en 1735 il a été élargi en 1854 assez habilement, au moyen d'arcs tendus reposant sur des avant- et arrière-becs. Il semblait capital de conserver et de mettre en valeur la mémoire de ces interventions.

L'adjonction s'est faite également côté aval toujours pour les mêmes raisons : le parement ancien était endommagé, la façade n'est pas vue depuis la ville et les emprises disponibles aux extrémités s'y prêtaient mieux.

Ici aussi j'ai proposé de calquer l'extension sur les travées existantes, mais d'en traiter la structure et la façade par une technique contemporaine. Les piles ont été prolongées et terminées en pointe. Un jeu de nervures en creux rayonnantes anime le parement et donne de l'échelle à l'ensemble. Le tablier poursuit les piles avec un tympan – intrados, traité de la même façon. Il se déploie suivant d'amples paraboloides – hyperboliques surfaces réglées entre la courbe tendue du linteau et la droite de la corniche limitée à un simple chanfrein. Sous l'élargissement apparaissent les deux étapes du pont ancien (figure 1).

Ici également pas d'effet spectaculaire mais une silhouette d'une grande homogénéité qui semble d'une grande évidence (photo 6).

Il y eut quelques ratés au moment de l'exécution, heureusement rattrapés. Le temps entre la conception et l'appel d'offres a été si long que le béton coloré prévu à l'origine fut oublié lors de la consultation des entreprises : une lasure (qui se comporte bien) a donc été appliquée par la suite. De même au cours d'une visite, je me suis rendu compte que le coffrage des tympanes ne correspondait en rien à ce qui était prévu...

Les garde-corps, médiocrement réalisés en béton peu après la guerre, ont été refaits en serrurerie pour permettre la vue sur la rivière. Ce sont des successions de cadres en forte cornière laminée entourant un simple barreaudage vertical. La solution présente l'avantage d'être facilement réparable par élément, ainsi qu'on peut le constater plusieurs fois par an (photo 7).



© J.-L. Jolin

**Photo 7**  
Metz - Pont de Thionville. Détail sur les piles, les tympanes et le garde-corps en serrurerie

*Metz - Thionville Bridge. Detail of the piers, the spandrels and the metal guard rails*

Des candélabres, qui ne sont peut-être pas totalement homogènes avec le reste, scandent les piles. Côté amont le parement a été remis en état peu après, sous une corniche neuve au profil classique, réalisée en éléments de béton coloré préfabriqués. Dessous couraient deux canalisations de chauffage urbain masquées par un monstrueux capota-ge qui a été déposé, et l'habillage a été limité à un strict calorifugeage capoté en tôle laquée comme la pierre.

## ABSTRACT

### Widening of masonry bridges. Architectural constraints

J.-L. Jolin

If one is planning to widen an old masonry bridge, it is because – apart from its solidity – it offers certain architectural qualities.

Before any project it is important to set oneself a clear, comprehensive programme and analyse the structure carefully.

There are customarily two widening configurations :

- symmetric widening by concrete slab with cantilevering, laid on the old bridge either via brackets or via devices attached on either side ;
- placing a new structure alongside the old one : here the aims are more modest, contemporary and consistent.

Two examples of this system are given :

- Grilles Bridge in Metz with a prefabricated facade in decorative concrete ;
- Thionville Bridge in Metz, whose new architecture blends with that of the two preceding phases, visible at the same time.

## RESUMEN ESPAÑOL

### El ensanche de los puentes de obra de fábrica.

#### Sujeciones arquitectónicas

J.-L. Jolin

Cuando se trata de ensanchar un puente antiguo de obra de fábrica, ocurre que -además de su solidez- presenta algunas cualidades arquitectónicas.

Antes de cualquier proyecto, es importante determinar un programa claro y completo y analizar esmeradamente la conformación de su estructura.

De costumbre, se presentan dos configuraciones de ensanche, es decir :

- el ensanche simétrico por forjado de hormigón, con voladizos aplicados sobre el puente antiguo o por ménsulas o dispositivos aplicados por ambas partes del puente ;
- la inserción de una nueva estructura contra la antigua : y esto da la ocasión de ser modesto, contemporáneo y coherente.

Cabe hacer mención de los ejemplos de semejante disposición.

- el puente de Les Grilles, en Metz con una fachada prefabricada de hormigón trabajado ;

- el puente de Thionville, también en Metz, cuya arquitectura de nueva planta se combina con aquella de las dos etapas precedentes, visibles al mismo tiempo.

Texto de las ilustraciones.

# La reconstruction du pont à Novi Sad (R.F.Y.) Un défi technologique

Le pont Sloboda<sup>1</sup> à Novi Sad était bien plus qu'un lien économique franchissant le Danube. Il a représenté à l'époque de sa construction, celle de la Yougoslavie avant la mort de Tito, "le fleuron" de la technologie Yougoslave. Il était le témoignage d'un très grand "savoir-faire" des bâtisseurs nationaux.

Le 4 avril 1999, le pont Sloboda a été détruit par deux missiles tirés depuis un porte-avions stationné alors en Adriatique.

Autant dire que la destruction de ce symbole national, témoignage de ce qui fut ressenti par certains comme "une grande époque", fut vécue comme un choc émotionnel énorme, une détresse suivie d'une rancœur bien compréhensible, vécue par toute une population et encore plus par les bâtisseurs du pont original. Ils allaient devenir nos partenaires dans ce projet.

**B**CEOM qui œuvrait déjà pour la reconstruction de ponts dans les Balkans, dans un contexte similaire : environnement géopolitique difficile, caractère symbolique de l'ouvrage et forte charge émotionnelle autour du projet, s'est vu confier par l'Agence européenne de reconstruction (Commission européenne) une étude d'investigations et d'analyse pathologique de l'ouvrage en prévision d'un financement ultérieur pour sa reconstruction.

## OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

Avant qu'une certaine confiance ne s'installe, l'opération débuta dans un climat hostile et de rancœur de la part des ingénieurs et techniciens locaux. Pour réussir "ce défi technologique" il fallait avoir une approche professionnelle modeste et irréprochable, apporter une technologie de haut niveau, être à l'écoute de nos partenaires qui allaient devenir les constructeurs de ce nouveau "Sloboda". Préalablement à la définition des objectifs recherchés, il est essentiel de mentionner que même si techniquement et économiquement la conception aurait pu être améliorée, cette question ne s'est jamais vraiment posée. Le pont de "Sloboda" devait être reconstruit à l'identique.

Les objectifs de l'étude s'énoncent comme suit :  
◆ même s'il paraissait à première vue plus simple et plus économique de démolir l'ouvrage existant puis de reconstruire un nouveau pont – pour des raisons certainement dictées par "le cœur" –, nos partenaires locaux imposaient de réutiliser au maximum les éléments de l'ancien pont. La mission du BCEOM se définit alors simplement. Pour chaque

phase de la conception il fallait en toute rigueur et objectivité justifier de la faisabilité de réutilisation de chaque élément : les pieux, les piles, segments de tablier, les haubans, les pylônes ;

◆ alors que cette destruction complexe avait généré un nouveau schéma statique associé à une redistribution des efforts, nous devons proposer – préalablement aux travaux de déconstruction très délicats compte tenu des contraintes résiduelles élevées dans la structure et des équilibres instables –, une méthodologie détaillée pour ces opérations ;  
◆ enfin il fallait également définir les prestations à prévoir pour les travaux en vue de la préparation d'un dossier d'appels d'offres pour la reconstruction.

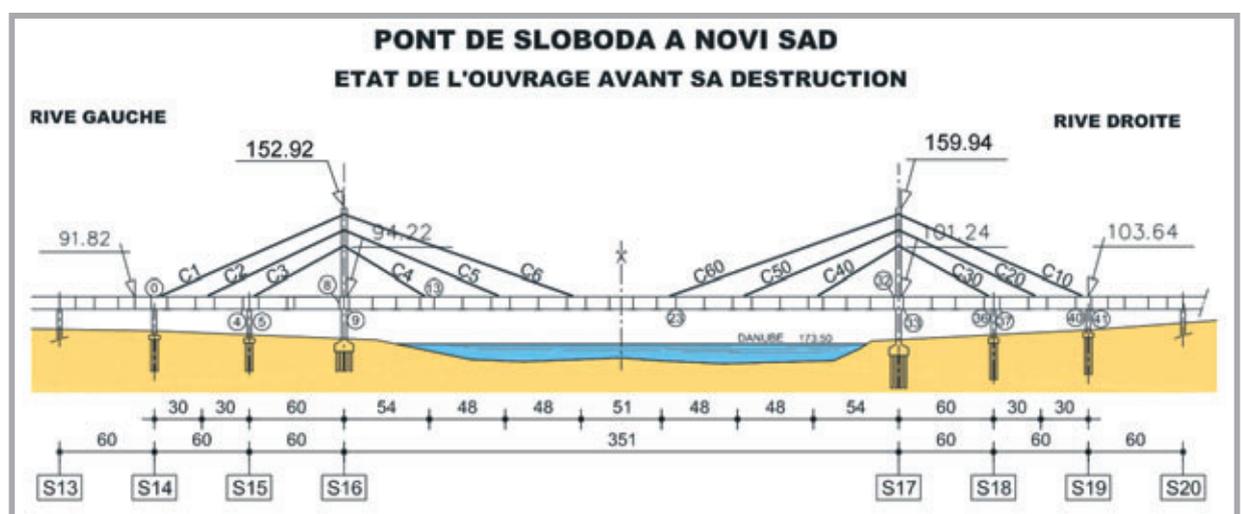
## DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

### Géométrie de l'ensemble

L'ouvrage construit entre 1976 et 1981 comprend :  
◆ un ouvrage principal de cinq travées :  $2 \times 60 + 351 + 2 \times 60$  m, structure haubanée, tablier caisson à dalle orthotrope ;  
◆ deux travées indépendantes en structure caisson mixte acier-béton de 60 m encadrent l'ouvrage principal ;  
◆ des viaducs d'accès de 10 travées :  $10 \times 30$  m, en structure caissons précontraints.  
Il a une longueur totale de 1 312 m.  
La figure 1 présente les caractéristiques générales du pont principal et des deux travées adjacentes à caisson mixte acier-béton.  
Le profil en travers sur ouvrage est un profil autoroutier à  $2 \times 3$  voies. Il comprend deux chaussées

1. Liberté en Serbie.

Figure 1  
Caractéristiques  
générales de l'ouvrage  
Geometric Data -  
Longitudinal Profile



# pont Sloboda

de 9,75 m, un T.P.C. de 3,50 m et deux trottoirs de 2,34 m, soit une largeur totale du tablier de 27,68 m (figure 2).

## Le tablier de l'ouvrage principal

Le tablier d'une hauteur constante de 3,80 m est constitué d'un caisson métallique trapézoïdal à trois cellules en acier St 52 et St 37. Le caisson d'une largeur de 13 m à sa base comporte deux encorbellements latéraux à nervures symétriques de 5,74 m, ce qui porte la largeur totale du tablier à 27,68 m (figure 2).

L'ensemble de la section est raidi selon deux directions perpendiculaires. Transversalement, des cadres sont placés tous les 3 m. Longitudinalement, les membrures supérieure et inférieure sont raidies par des nervures fermées (augets) et les âmes sont raidies, quant à elles, par des nervures ouvertes. L'assemblage entre caissons du tablier est réalisé par soudure et boulons, type HV 70-9, à haute résistance.

Des diaphragmes sont prévus à des distances variant de 6 m à 18 m correspondant aux longueurs de tronçons utilisées pour le montage du tablier. Les haubans sont ancrés dans la cellule centrale du tablier. Les deux âmes verticales de cette dernière sont raidies longitudinalement et transversalement pour permettre le transfert des efforts des câbles dans le caisson.

La quantité d'acier par mètre carré de surface de tablier est estimée à 450 kg/m<sup>2</sup>.

## Les pylônes

Les pylônes sont situés dans l'axe transversal de l'ouvrage. D'une hauteur de 60 m, chacun est constitué d'un caisson métallique en acier St 52 et St 37 raidi longitudinalement par des profilés en T et transversalement par des cadres espacés de 3,1 m à 3,5 m. De section rectangulaire, ils présentent une largeur constante de 2,07 m et une longueur variable linéairement de 3,6 m à la base à 3,1 m au sommet.

Les ancrages passifs des haubans se concentrent dans la tête de pylône. Ils sont logés dans une structure adaptée composée de tôles métalliques raidies.

## Le haubanage

Le haubanage est constitué par une nappe axiale de 2 x 3 haubans par pylônes disposés en harpe

et dont la longueur varie de 64 m à 165 m. Les haubans sont dédoublés transversalement et longitudinalement (quatre câbles par hauban) afin de limiter la puissance unitaire des câbles et de faciliter certaines dispositions d'ancrage. Tous les ancrages actifs sont concentrés dans l'axe du tablier.

Sur les pylônes, les points d'attaches des haubans, mesurés à partir de la base, s'ancrent à des hauteurs de 56 m, 46 m et 36 m. Sur le tablier, les haubans, sont symétriquement espacés de 54 m et 2 x 48 m en travée centrale et de 60 m et 2 x 30 m en travées adjacentes.

Les câbles sont constitués de fils parallèles de 7 mm de diamètre dont le nombre varie de 208 à 312 (procédé BBRV). Ils sont équipés du système

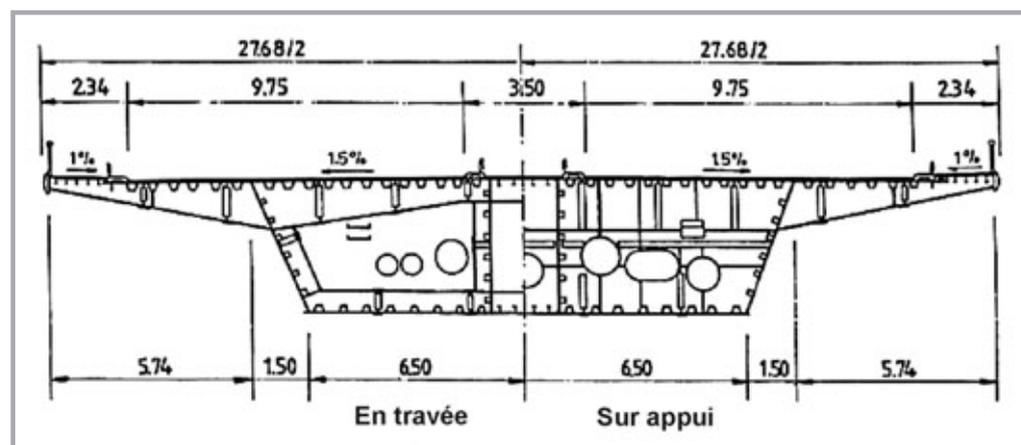


Figure 2  
Structure du caisson métallique à dalle orthotrope  
Cross-section of orthotropic steel deck

d'ancrage HiAm (High Amplitude). Les fils ont une contrainte de rupture garantie (frg) de 1600 MPa et une contrainte limite admissible de 0,45 frg = 720 MPa.

## Appuis et fondations

Leurs fûts ont des dimensions variables de 13,2 m x 3,5 m pour S15 et S18 à 20 m x 3,5 m pour S14 et S19. Leur hauteur varie de 15,22 m à 19,52 m. Les piles S16 et S17 sont constituées de fûts massifs en béton armé de section rectangulaire et de bords chanfreinés.

Les têtes des piles ont été conçues de manière à cacher les bielles métalliques de traction reliant le tablier aux piles. Celles-ci demeurent accessibles sur les appuis d'extrémités pour la visite et l'entretien.

Le sol est constitué d'une couche de gravier couverte par une couche épaisse de 4 m à 6 m de sable. Des fondations profondes ont été réalisées

### Gilles Pequeux



CHEF DE PROJET  
BCEOM Directeur zone Balkans

### Wadii Hamadeh



INGÉNIEUR D'ÉTUDES,  
OUVRAGE D'ART  
BCEOM - Montpellier

### Jean-Michel Cathala



DIRECTEUR  
DU DÉPARTEMENT G.C.I.  
BCEOM - Montpellier

### Jean-Paul Persy



EXPERT MÉTALLURGIE -  
OUVRAGES MÉTALLIQUES  
CETE de l'Est - Directeur du LRPC  
de Strasbourg



sous les semelles avec des pieux forés de 1,2 m et 1,5 m de diamètre. La longueur des pieux varie de 23,5 m sur la rive droite à 12,5 m sur la rive gauche.

### Les appareils d'appuis

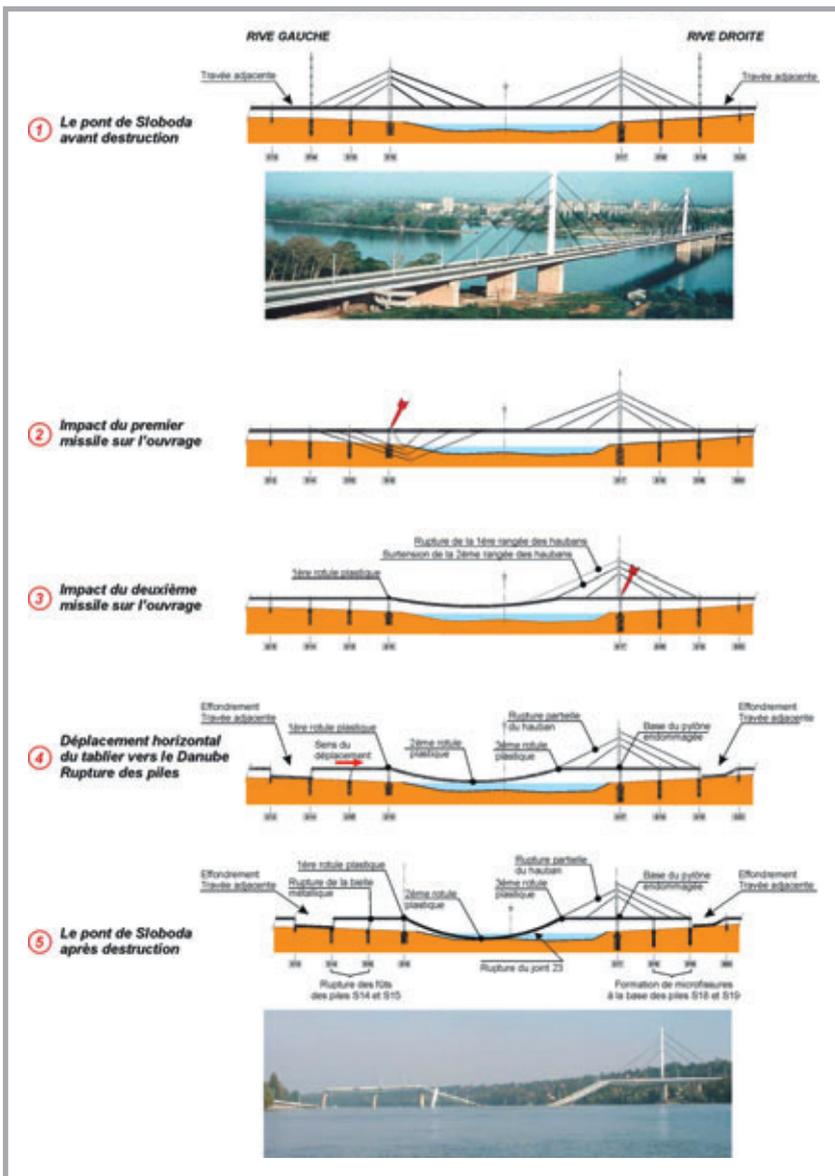
Les organes d'appuis étaient constitués par des appareils d'appuis à pot fixe sur la pile S16 et mobile sur la pile S17, type GHH-Neotophlager. Le tablier métallique est retenu aux piles S15 et S18 par une bielle métallique centrale et aux piles S14 et S19 par deux bielles latérales de même conception (photo 1). Celles-ci, d'une longueur de 5 m de long, sont articulées à chaque extrémité. Leur base est fixée sur piles par des câbles de précontrainte noyés dans la masse de l'appui.

**Photo 1**  
Bielles métalliques de traction sur culée

*Tie-Rods (Pendulum) on abutments*



**Figure 3**  
Cinématique de destruction de l'ouvrage



## ■ CINÉMATIQUE DE DESTRUCTION

L'ensemble des relevés et investigations ont permis d'élaborer le scénario le plus probable de la cinématique de l'effondrement de l'ouvrage.

Il se présente de la manière suivante (figure 3).

### Le premier impact

A 7 h 30, un missile frappe la base du pylône S16. L'impact produit un trou d'environ 2 m de diamètre dans le platelage du tablier suivi d'une chute immédiate du pylône. Celui-ci est alors éjecté à 20 m en amont de l'ouvrage. Dans le même temps, les haubans sont arrachés de leur ancrage dans le tablier libérant ainsi les tensions dans ces derniers. La première rotule plastique se forme alors dans le tablier au-dessus de la pile S16.

### Chute du pylône rive gauche

Après la chute du pylône, le tablier de la travée principale s'abaisse puis s'enfonce dans l'eau avant de s'échouer sur le fond. Une seconde rotule plastique se forme au droit du point d'attache de la deuxième rangée de haubans (milieu du segment 15-16).

La tension dans la première rangée de haubans C60 en rive droite alors trop élevée conduit à une rupture du point d'attache dans le caisson.

### Le second impact

Environ trois minutes après le premier impact, un second missile frappe la base du pylône en rive droite (S17). Une imprécision de tir estimée à 1,5 m par rapport à son axe évite la chute de ce dernier tout en provoquant de sévères dommages à sa base. Par ailleurs, le missile traverse de part en part le caisson.

### Formation de rotules plastiques

Suite à la redistribution des efforts dans l'ouvrage, le tablier a souffert d'une déformation plastique localisée au point d'attache de la deuxième rangée de haubans C50. Une troisième rotule plastique s'est ainsi formée. Un câble sur quatre formant la deuxième rangée de haubans s'est également rompu à son ancrage dans le pylône.

### Déplacement horizontal et affaissement du tablier dans la rivière

Consécutivement à ces événements, le tablier se déplace horizontalement côté rive gauche de plus de 3 m et à droite de 0,75 m en direction du centre de l'ouvrage. Du fait de la liaison entre piles et tablier, ce déplacement conduit également à une ro-

tation importante qui affecte la base des fûts de piles, avec pour conséquence directe de ce mouvement la chute des travées isostatiques adjacentes qui se retrouvent sans appuis.

## ■ CONSÉQUENCES SECONDAIRES DE LA DESTRUCTION

### Effets de l'impact direct des missiles

L'impact des missiles a eu un double effet sur le tablier : d'une part de perforer la membrure supérieure et inférieure (photos 2 et 3) et d'autre part du fait de la projection des éclats et de l'effet de souffle, d'endommager sévèrement superstructures, câbles et haubans.

Il faut par ailleurs noter qu'aucune transformation métallurgique n'a été observée à proximité de l'impact ce qui permet de conclure que l'effet des missiles n'a induit aucune élévation de température dans le tablier au moment de la frappe.

### Formation de rotules plastiques

Le nouveau schéma statique résultant d'un nouvel équilibre dicté par la destruction a conduit à la formation de rotules plastiques au droit de la pile S16 (photo 4) ainsi qu'en travée centrale, à proximité de la deuxième rangée de haubans (photo 5).

A l'exception de ces parties d'ouvrage très endommagées, l'état général de l'ouvrage est demeuré très bon grâce à une bonne qualité de construction et l'efficacité de la protection anticorrosion. Enfin, le bon comportement de la structure lors de son effondrement provient en partie d'une certaine souplesse du tablier sur lequel les assemblages entre caissons ont été boulonnés et non pas soudés.

### Rupture de la base des piles

Les dommages constatés sur piles (S14, S15, S18, S19) résultent essentiellement du déplacement excessif du tablier. Les autres piles (S16 et S17) indépendantes du tablier ont été peu touchées.

Les piles S14 et S15 ont subi un mouvement horizontal de leur tête de 3 m en direction du milieu de l'ouvrage (photo 6). Ce déplacement a initié une rotation du fût de pile qui a provoqué une rupture totale à sa base. L'inspection subaquatique a en effet montré un décollement de 60 cm entre base du fût et semelle ainsi qu'un arrachement complet des armatures (diamètre 20 mm/10 cm).

### Chute des travées adjacentes

L'échappement des appuis des piles d'extrémité, entraînés par le déplacement longitudinal du ta-



**Photo 2**  
Impact du missile au pied du pylône rive gauche

*Missile impact at the foot of the left bank pylon*



**Photo 3**  
Impact du missile au pied du pylône rive droite  
*Missile impact at the foot of the right bank pylon*



**Photo 4**  
Formation de la première rotule plastique sur pile S16

*First plastic hinge on pier S16*

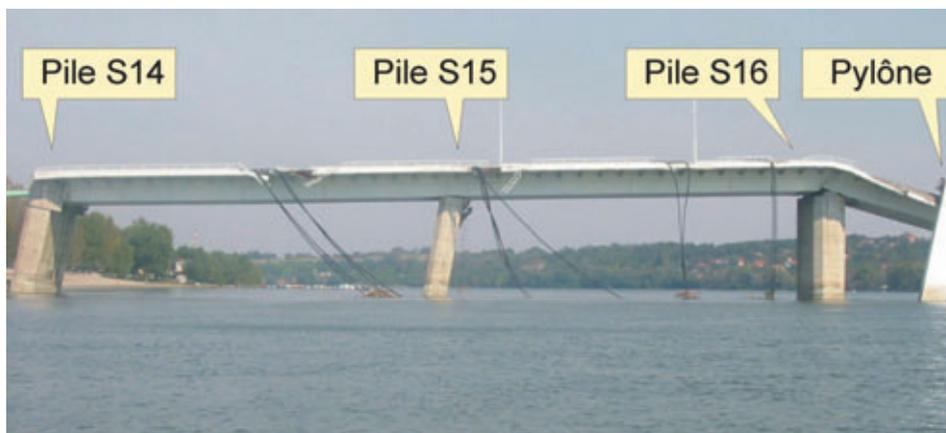


**Photo 5**  
Formation de la seconde rotule plastique sur pile S16

*Third plastic hinge on pier S16*

**Photo 6**  
Déplacement horizontal du tablier – Rupture des piles

*Horizontal displacement of Steel Deck – Failure of Piers*



► blier, a conduit à l'effondrement et la rupture des travées de rive isostatiques adjacentes à l'ouvrage (photo 7).

**Photo 7**  
**Effondrement de la travée**  
**adjacente S13-S14**  
**sur rive gauche**  
*Collapse of the approach*  
*span on left side*



### **Nouvelle géométrie du tablier et de pylône encore en place**

Le levé topographique a révélé un déplacement de la tête de pylône S17 de 17 cm longitudinalement et de 22,2 cm transversalement.

#### **Fondations**

Il était difficile d'évaluer le comportement des pieux durant la destruction. L'inspection subaquatique n'a détecté aucun signe d'un déplacement vertical ou horizontal des semelles sur pieux. Les plongeurs n'ont pas pu accéder à la tête des pieux.

Les têtes des piles S18 et S19 ont subi respectivement un déplacement de 0,30 m et de 0,20 m. Des microfissures sont apparues à la jonction des fûts avec les semelles dues au mouvement des appuis.

L'échappement des appuis des piles d'extrémité, entraînés par le déplacement longitudinal du tablier, a conduit à l'effondrement et la rupture des travées adjacentes à l'ouvrage (photo 7).

#### **ANALYSE PATHOLOGIQUE DE L'OUVRAGE**

L'examen des différentes parties a permis de préciser les éléments récupérables et les risques liés à l'état de la structure.

Contrairement aux structures "béton" où, une importante micro-fissuration se développe, les structures métalliques ne sont pas affectées en dehors des zones d'impact et la destruction sous l'effet d'un missile se caractérise par la déformation et la rupture des pièces métalliques sous l'effet de

l'onde de choc, sans transformation métallurgique du métal sous effet thermique.

En effet, aucune trace d'élévation de température, ni sur le métal, ni sur la protection anticorrosion n'a été constatée.

A l'intérieur du caisson la protection anticorrosion en bon état, a constitué un rôle de vernis craquelant dans les sections soumises à des déformations élevées du métal. La peinture s'écaille et révèle les zones d'effort important et de plastification du métal. Toutefois, il n'est pas possible sans faire de test d'affirmer que l'écaillage est systématiquement révélateur d'un dépassement de la limite élastique du matériau.

L'acier utilisé présente une bonne ductilité, caractérisée par d'importantes déformations plastiques au niveau des âmes et membrures de l'ouvrage. Quelques ruptures à caractère fragile apparaissent sur les éléments de forte épaisseur des pylônes qui se justifient par l'effet dynamique rapide de la rupture de ces zones.

Sur la base des pylônes on observe l'utilisation de soudure d'angle de faible dimension de gorge sans chanfrein et de soudure sans pénétration pour des rabotages de tôles de forte épaisseur (base des pylônes).

#### **STRATÉGIE POUR LES INVESTIGATIONS IN SITU EN RELATION AVEC L'APPROCHE THÉORIQUE**

Comme nous l'avons précédemment souligné, les objectifs particuliers de la mission de BCEOM ont nécessité de parfaitement connaître l'ouvrage et de comprendre l'évolution du schéma statique durant la destruction. En ce sens, la stratégie retenue par le bureau d'études pour le programme d'investigations se résume comme suit.

#### **Le besoin des investigations**

Il s'agissait au travers de l'inspection visuelle, de prélèvements d'échantillons, de mesures *in situ* et de relevés topographiques de parties d'ouvrage, de collecter un ensemble de données qui seraient alors utilisées à deux titres :

- ◆ après avoir collecté plans et notes de calculs d'origine, des compléments d'informations sont apparus nécessaires sur les caractéristiques des matériaux utilisés. La campagne d'investigations s'est donc orientée de façon à compléter ces données manquantes (prélèvement des échantillons béton et acier) ;

- ◆ compte tenu du caractère unique et exceptionnel de la pathologie, qui résultait d'une séquence complexe d'événements, il fallait, afin de connaître le nouveau schéma statique, vérifier durant les différentes étapes de la destruction que notre ap-

proche théorique (modélisation de l'ouvrage par le calcul) était conforme à la situation telle qu'elle s'était présentée. C'est ainsi que la deuxième partie du programme d'investigations a été définie (levé topographique du tablier et mesure de la tension des haubans dans l'état actuel, inspection sub-aquatique des fondations et de la partie du tablier immergée).

### **Mise en place des investigations in situ**

#### **Levé topographique**

Un levé topographique complet de l'ouvrage après sa destruction a été initié dans le but de rassembler l'information sur les déplacements des différentes parties de l'ouvrage. Les profils longitudinal et transversal du tablier situés à l'axe et aux bords libres du tablier, la position exacte du pylône S17 ainsi que la déformée exacte des haubans ont été levés.

A l'étude, il est apparu que le caisson métallique du tablier a tourné autour de son axe longitudinal et a entraîné avec lui le déplacement des bords libres du tablier de 8 cm et la tête du pylône S17 de 22,2 cm. L'explication de ce problème a pu trouver sa réponse dans les résultats d'inspection sub-aquatique (cf. infra).

Les résultats du levé topographique ont permis de bâtir le modèle numérique pour le recalcul de l'ouvrage.

#### **Inspection subaquatique**

Les objectifs recherchés au travers d'une telle campagne sont les suivants :

- ◆ évaluer l'état de la jonction entre piles et semelles ;
- ◆ apprécier la réutilisation de parties d'ouvrage immergées (tablier dans la partie centrale et pylône rive gauche) ;
- ◆ connaître les conditions d'appuis du tablier sur le fond du lit.

Nos conclusions suite aux observations des plongeurs sont :

- ◆ le pylône S16, lors de son effondrement, s'est coupé en deux ;
- ◆ les caissons métalliques sous l'eau étaient remplis de limon. Leur état était très dégradé : corrosion, déformation importante, etc. ;
- ◆ le caisson 15-16 était fortement déformé (rotule plastique) là où le hauban C5 était ancré ;
- ◆ une rupture totale de la base des fûts des piles S14 et S15 a été observée. Un décollement par rotation de 60 cm a été mesuré entre la base des fûts et le dessus des semelles ;
- ◆ la base des piles S16 et S17 semble saine ;
- ◆ la pente longitudinale du Danube a entraîné la rotation du tablier autour de son axe longitudinal. Ceci explique les déplacements mesurés en bord du tablier et à la tête du pylône S17.

#### **Tests sur matériaux**

Des échantillons d'acier et de béton ont été prélevés dans le tablier métallique et les fondations des piles. Pour le test du béton, des échantillons cylindriques ont été extraits sur les piles S14, S15, S18 et S19. Ces prélèvements de longueur voisine de  $\approx 4$  m permettent l'examen de l'intégrité de la jonction semelle-têtes de pieux.

Pour les aciers, des échantillons ont été pris à des distances différentes des zones endommagées du tablier. Le programme d'essais suivant a été établi. Il comprend notamment :

- ◆ ductilité : essais de traction - EN 10002 ;
- ◆ résistance à la propagation de fissure : essais de flexion par choc sur éprouvette entaillée en V à  $-20$  °C (résilience) - EN 10045 ;
- ◆ soudabilité : analyse chimique des aciers.

### **MESURE DE LA TENSION DANS LES HAUBANS**

Les tensions résiduelles dans les haubans ont été mesurées sur site par les deux méthodes suivantes :

- ◆ par levé topographique de la déformée des haubans, les tensions existantes en sont alors déduites ;
- ◆ par excitation dynamique.

### **MODÉLISATION PAR LE CALCUL DU PROCESSUS DE DESTRUCTION**

#### **Raisons de modélisation de l'ouvrage**

Dans le cadre de cette étude, la modélisation du comportement mécanique de l'ouvrage a été rendue nécessaire pour des raisons évidentes :

- ◆ le but initial de l'étude était de définir quels étaient les éléments du tablier qui pouvaient être réutilisés en prévision de la reconstruction. A cet égard, la modélisation devait confirmer les conclusions des investigations sur site ;
- ◆ la seule possibilité permettant de comprendre la pathologie de l'ouvrage était de suivre, pas à pas, l'évolution des efforts et des déplacements du tablier tout au long du processus de destruction tout en tenant compte de la méthodologie initiale de construction.

#### **Base de calcul**

Avant destruction, l'ouvrage dans sa configuration initiale a d'abord été calculé sous charge permanente. Les données géométriques, les caractéristiques mécaniques du tablier et des pylônes sont celles trouvées dans la note de calculs d'origine. Après destruction, l'ouvrage a été recalculé dans

## **LES PRINCIPAUX INTERVENANTS**

#### **Maîtrise d'ouvrage**

Agence européenne de reconstruction à Belgrade

#### **Bénéficiaire**

Ville de Novi Sad

#### **Analyse pathologique et investigations**

BCEOM - France

#### **Sous-traitant levé topographique**

Geoplan (RFY)

#### **Sous-traitant prélèvements et essais de laboratoire**

Institut Kirilio Savic (RFY)

#### **Sous-traitant inspection sub-aquatique**

ATES - Applications et expertises sub-aquatiques - Sanary France

#### **Sous-traitant de Cowi et BCEOM pour les études de démontage et reconstruction**

Professeur Nikola Hajdin

#### **Etudes préliminaires et détaillées - Démontage et reconstruction**

Cowi - Danemark

Le démontage de l'ouvrage à Novi Sad a été réalisé en 2002 par l'entreprise Mostogradnja (RFY).

Le contrat des travaux de reconstruction vient d'être signé avec l'entreprise allemande DSD Dlinger.

#### **Coût prévisionnel de la reconstruction de l'ouvrage**

42 M€

#### **Financement**

Commission européenne

Tableau I  
Tensions dans les haubans de l'ouvrage  
avant sa destruction  
*Tensions in stay-cables  
of bridge before destruction*

Numéro de Câble	Modèle BCEOM Tension (KN)	Calcul Initial Tension (KN)
C1, C10	22452	24710
C2, C20	23537	24940
C3, C30	13592	14670
C4, C40	13503	15120
C5, C50	22946	24360
C6, C60	22271	23900

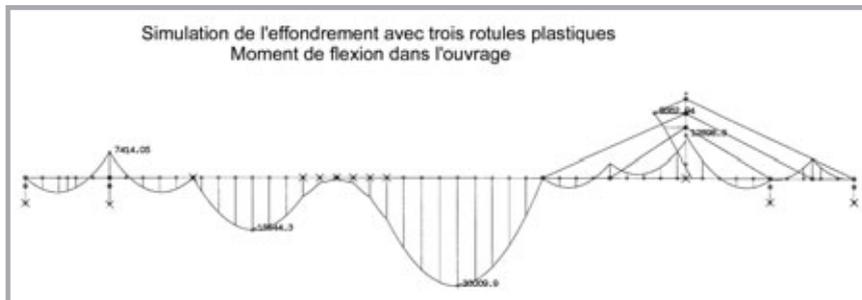


Figure 4  
Moment de flexion  
avec trois rotules  
plastiques et module  
de réaction du sol  
*Bending moment  
with three hinges  
and subgrade modulus*



son état actuel sous charge permanente. Les données qui ont servi à l'élaboration du modèle numérique étaient celles données par les investigations sur site. Les résultats de tests sur matériaux, obtenus tardivement n'ont pas pu être intégrés dans le modèle. Toutefois, les résultats obtenus ont confirmé les hypothèses prises en compte.

### Calculs de fondations et piles

Les efforts horizontaux développés en tête de chaque pile ont d'abord été déterminés par un calcul à la rupture de l'ouvrage. Le nouveau torseur d'efforts trouvé à la base des semelles a permis d'effectuer une analyse des contraintes en section qui a montré que la limite élastique dans les armatures des pieux a bien été atteinte sur appuis S14 et S15. Les résultats ont montré également que la capacité portante des pieux en traction était également sensiblement dépassée.

### Modélisation de la structure

Le tablier et les pylônes sont schématisés par éléments barres caractérisées par leur géométrie et la nature du matériau les constituant. Les caractéristiques mécaniques sont constantes par élément et variables d'un élément à un autre. Les bielles ont été schématisées par des éléments barres bi-articulés à leurs extrémités. On a affecté à chaque câble le module d'élasticité apparent ( $E'$ ) correspondant à sa déformée théorique (chaînette) sous poids propre en le supposant articulé à ses deux extrémités. Afin de pouvoir garder constant le module d'Young de l'acier ( $E$ ) pour l'ensemble des barres du modèle, une section réduite égale à :

$$S' = \frac{E'}{E} S \quad \text{a été prise pour les haubans.}$$

Pour ces derniers, un réglage à la géométrie a été effectué, c'est-à-dire en tendant le hauban de manière à ce que l'extrémité des haubans atteigne l'altitude du profil en long théorique de l'ouvrage le jour de sa mise en service.

Le poids propre des éléments barres de l'ouvrage est calculé automatiquement par le programme à partir de leurs caractéristiques géométriques. Dans le cas des superstructures, une charge uniformément répartie de 6,4 t/ml a été adoptée (valeur prise de la note de calcul initial de l'ouvrage).

### Comparaison entre conclusions d'investigations et le modèle

#### Validation du modèle

Le schéma statique longitudinal est tout à fait classique. Les travées de rive étant plus courtes que la demi-travée centrale, le tablier est soumis sur piles à des réactions qui sont pratiquement toujours négatives et il est donc ancré sur piles par des bielles métalliques de traction. La flexion des pylônes, et par conséquent celle du tablier dans la travée centrale, est limitée par des haubans de retenue, directement ancrés au droit des piles.

Avant de simuler le processus de la destruction de l'ouvrage proprement dit, il a été décidé de valider d'abord le modèle numérique élaboré en comparant les tensions développées dans les haubans sous le poids propre de l'ouvrage avec ceux trouvés dans la note de calculs d'origine de construction de l'ouvrage (tableau I).

On observe que les valeurs des tensions sont tout à fait proches. La différence constatée entre les résultats de deux modèles peut être attribuée essentiellement aux phases de construction qui n'ont pas été prises en compte dans le modèle.

#### Processus de destruction

##### Avant effondrement

Cette phase simule l'état initial de l'ouvrage juste avant l'effondrement du pylône S16 et les haubans qui y sont attachés. Dans cette phase, le tablier métallique est considéré comme une poutre continue à cinq travées dans lesquelles les piles de S14, S15, S16, S17, S18 et S19 correspondent aux appuis et les travées 14-15, 15-16, 16-17, 17-18 et 18-19 sont uniformément chargées par le poids propre.

Avec une distribution linéaire de contrainte en section, les calculs montrent bien :

- ◆ la plastification du caisson sur appui avec l'instabilité de ses panneaux d'âme ;
- ◆ la rupture des haubans C60 par dépassement de la tension limite.

Ce calcul confirme les observations visuelles faites sur le site.

##### Après effondrement

Les calculs de l'ouvrage ont été faits en quatre phases. Pour la **phase n° 1** les hypothèses suivantes ont été adoptées :

- ◆ le pylône sur pile S16 et le système de haubans sur la rive gauche sont complètement détruits ;

- ◆ l'introduction de la 1<sup>re</sup> rotule plastique sur pile S16;
- ◆ 3/4 de haubans C40 et C50 sont pris dans le calcul.

En **phase n° 2** une deuxième rotule a été introduite dans la travée centrale et l'ouvrage a été recalculé dans sa nouvelle configuration. Ici le tablier métallique, a touché le fond du lit du fleuve conduisant à un nouveau schéma statique et donc à une nouvelle redistribution des efforts dans l'ouvrage. Ce problème a été modélisé par l'introduction d'un module de réaction du sol en zone de contact du tablier.

**Phase n° 3** : introduction de la troisième rotule plastique au droit du point d'attache de hauban C50. Le schéma statique de la redistribution de moment de flexion est donné à la figure 4.

En **phase n° 4** le même calcul a été refait en tenant compte de l'état déformé de l'ouvrage après sa destruction. Le schéma statique de la redistribution de tension dans les haubans est présenté sur la figure 5.

#### Comparaison entre calcul et tensions mesurées sur site

Le tableau II récapitule l'ensemble des résultats obtenus aussi bien par le modèle numérique que par les mesures sur site.

On observe que, d'une part les tensions calculées sont tout à fait comparables aux valeurs mesurées en général, et d'autre part que les valeurs de modèle se rapprochent davantage de celles obtenues par la méthode d'excitation dynamique du fait de l'imprécision inhérente à la mesure de déformée (mesures sur gaine et non sur câble).

## RECOMMANDATIONS

Les mesures de réparation à entreprendre pour remettre l'ouvrage en son état initial avant destruction sont résumées comme suit.

### Tablier et pylône métalliques

L'inspection détaillée et l'analyse pathologique de l'ouvrage corrélées aux résultats du modèle numérique ont permis d'identifier les éléments de l'ouvrage à réutiliser avec réparation mineure, réparation importante ou à remplacer. Rappelons sommairement les résultats obtenus (figure 6) :

- ◆ segments à utiliser avec réparations importantes<sup>2</sup> : 207 m, soit 35 % du tablier;
- ◆ segments à utiliser avec réparations mineures<sup>3</sup> : 219 m, soit 37 % du tablier;
- ◆ segments à remplacer : 165 m, soit 28 % du tablier.

Au total 28 % des segments sont à remplacer et 72 % des segments sont à réparer.

Le coût prévisionnel de la reconstruction de l'ouvrage est de 42 M€

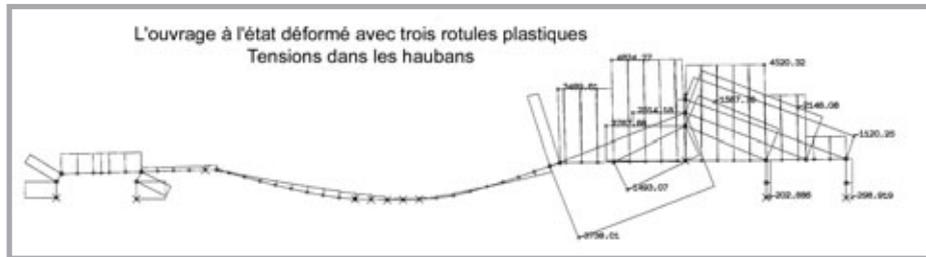


Figure 5  
Moment de flexion dans l'ouvrage à l'état déformé  
*Bending moment in bridge in the deformed shape*

Numéro de câble	Modèle BCEOM Tension (KN)	Tension par mesure de la déformée (KN)	Tension par excitation dynamique (KN)
C10	11203	9905	12100
C20	21481	23360	20000
C30	15878	24648	16100
C40	14931	12100	10600
C50	37380	23910 à 31000	39100

Tableau II  
Table II

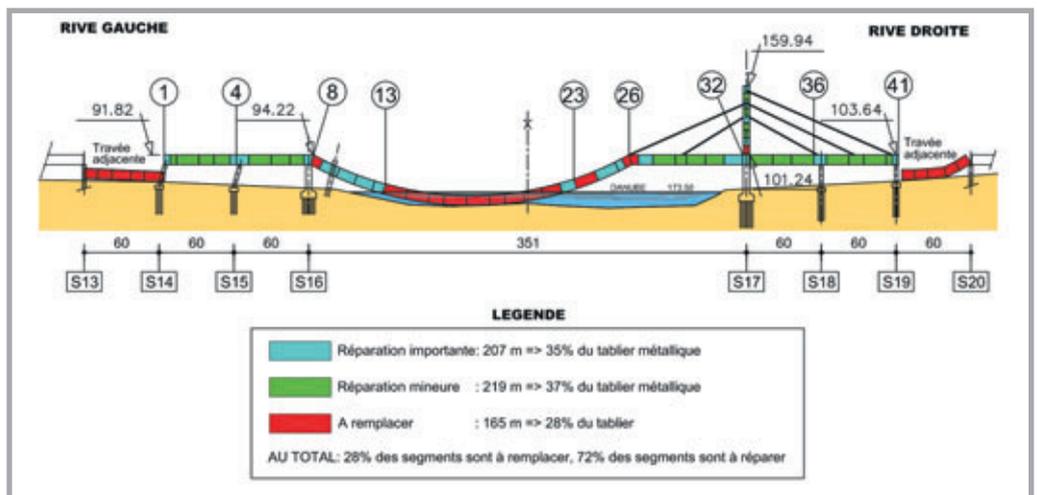


Figure 6  
Récapitulation des dommages dans le tablier métallique  
*Summary of damages in the steel deck bridge*

### Piles S14 et S15

- ◆ Appuis provisoires.
- ◆ Démolition des fûts existants.
- ◆ Réalisation de pieux forés supplémentaires 2 x (6 Φ 1.200 mm) de diamètre placés sur les périmètres des semelles existantes.
- ◆ Réalisation de semelles additionnelles coiffant les semelles existantes et les nouveaux pieux.
- ◆ Réalisation de nouveaux fûts à l'identique.

### Piles S16 et S17

Les piles n'ayant subi aucun dommage significatif peuvent être réutilisées avec réparation mineure portée sur la base des appareils d'appuis à pot.

### Piles S18 et S19

Des microfissures sont apparues à la jonction des fûts avec les semelles dues au mouvement de leur tête de l'ordre de 30 cm vers le fleuve. La jonction est donc légèrement endommagée.

- ◆ Redresser les piles à leur position initiale de 0,33 m pour la pile S18 et de 0,20 m pour la pile S19.
- ◆ Renforcer la jonction des fûts avec les semelles par des chemisages en béton armé.
- ◆ Réparation des têtes de piles endommagées par

2. Réparations importantes : remplacement partiel des éléments à l'intérieur des caissons métalliques.
3. Réparations mineures : par opposition, travaux secondaires.

les bielles métalliques de traction reliant le tablier à ces dernières.

### Bielles métalliques

- ◆ Les bielles sur piles S14 et S15 sont à remplacer.
- ◆ Les bielles sur piles S18 et S19 n'ont pas été affectées et peuvent être réutilisées.

## MESURES PRÉVENTIVES AVANT DÉCONSTRUCTION

Plusieurs parties de la structure ont été identifiées comme risque potentiel d'instabilité :

- ◆ ancrage de la deuxième rangée de haubans sur tablier et pylône C50 ;
- ◆ les haubans eux-mêmes ;
- ◆ présence d'une déchirure dans la tôle inférieure du caisson au droit du joint 23 ;
- ◆ les zones plastifiées de la tôle inférieure du caisson 23-24 ;
- ◆ effondrement du pylône S17.

Pour certains d'entre d'eux, des mesures préventives ont été recommandées.

## CONCLUSIONS

L'étude minutieuse de la destruction a montré que l'effet direct du bombardement a été limité au minimum nécessaire pour faire chuter l'ouvrage interdisant ainsi la navigation sur le fleuve. En effet, l'impact du missile a eu pour seul effet de faire chuter le pylône rive gauche. Les séquences d'événements suivantes sont une suite de schémas statiques différents amenant finalement l'ouvrage à se coucher en douceur dans la rivière. Dans ce sens, nous pouvons affirmer qu'il s'agit là, d'une parfaite destruction "chirurgicale".

On peut également avancer que si l'ouvrage avait été en béton, cette même frappe l'aurait irrémédiablement ruiné.

La qualité de cette construction récente, mais surtout la présence d'assemblages boulonnés ont contribué par les jeux au niveau des perçages à conférer une certaine flexibilité à l'ouvrage. Certainement, si ceux-ci avaient été soudés, les dommages auraient été beaucoup plus importants.

Cette approche pas à pas, par le calcul, du processus de destruction corrélé aux résultats d'investigations apporte de façon fine la certitude d'une possible réutilisation de chaque élément.

De cette démarche originale et unique on peut conclure, de façon singulière, que cette étude de pathologie de destruction est une composante indissociable du projet de reconstruction.

Elle permet également de qualifier cette opération de "reconstruction chirurgicale".

## ABSTRACT

### Reconstruction of Sloboda Bridge in Novi Sad (Yugoslavia). A technological challenge

G. Pequeux, W. Hamadeh, J.-M. Cathala, J.-P. Persy

On 4 April 1999, Sloboda Bridge was destroyed by NATO strikes during the Kosovo War. The destruction of this national symbol was a huge emotional shock for the local population, and was followed by very understandable bitterness. BCEOM was commissioned by the European Agency for Reconstruction to perform investigations and an analysis of structural damage with a view to subsequent financing for its reconstruction.

This painstaking study of the destruction showed that the direct effects of the bombardment were in fact limited to the strict minimum necessary, designed to cause the collapse of the structure, thus cluttering the bed of the river so as to prohibit river navigation. In this sense, we can assert that this is a perfect example of "surgical" destruction.

A step-by-step approach to the destruction process through computation, correlated to the results of investigations, made clearly evident the potential for recycling of each element.

This original, unique approach led to the surprising conclusion that this destruction study is an inseparable component of the reconstruction project. Through its comprehensive nature it also enables this operation to be regarded as "surgical reconstruction".

## RESUMEN ESPAÑOL

### La reconstrucción del puente Sloboda, en Novi Sad (República Federal Yugoslava). Un reto tecnológico

G. Pequeux, W. Hamadeh, J.-M. Cathala y J.-P. Persy

El 4 de abril de 1999, el puente "Sloboda" quedó destruido por los bombardeos de la OTAN, durante la guerra del Kosovo. La destrucción de este símbolo nacional fue vivido localmente como un impacto emocional muy intenso, seguido de un rencor perfectamente comprensible. BCEOM quedó encar-

gado por la Agencia europea de reconstrucción, de un estudio de investigaciones y de análisis patológico de esta estructura, en previsión de un financiamiento ulterior con miras a su reconstrucción.

Este estudio minucioso de la destrucción ha demostrado que el efecto directo del bombardeo se ha limitado, en la práctica, al mínimo estrictamente necesario, destinado a producir el desplome de la estructura, entorpeciendo así el cauce del río para imposibilitar la navegación. En este sentido, podemos afirmar que -en el caso presente-, se trata de una perfecta destrucción "quirúrgica".

Un enfoque paso a paso, por el cálculo, del procedimiento de destrucción en correlación con los resultados de las investigaciones ha aportado, de forma precisa, la certidumbre de una posible reutilización de cada elemento.

Semejante enfoque, original y único, ha permitido llegar a la conclusión, de forma singular, que este estudio de destrucción constituye una componente indisoluble del proyecto de reconstrucción.

Por su propia globalidad, permite también calificar esta operación de "reconstrucción quirúrgica".

# Le pont haubané de Muar en Malaisie

L'ouvrage "Pont sur la rivière Muar" en Malaisie, long de 632 m, est composé d'une travée centrale haubanée (sept haubans 37 à 75H15 par pylône, situés sur l'axe) de 132 m et deux rampes d'accès de huit travées de 32 m.

La structure du tablier est un mono-caisson de 21,40 m x 2,50 m, continu sur toute sa longueur. Les fondations sont par pieux battus en béton précontraint diamètre 600 mm ou par tubes métalliques épaisseur 19 mm, diamètre 1,05 m, également battus et remplis de béton armé en tête.

Le caisson, à quatre âmes, présente l'originalité de deux âmes centrales en lambda.

La méthode d'exécution est un bétonnage en place "par encorbellement sur cintre auto-lanceur", méthode originale qui associe les avantages de l'encorbellement et du cintre auto-lanceur.

Les ancrages des haubans dans les pylônes sont des "selles" à tubes mais avec les améliorations décisives de "possibilité de remplacement des torons en service" et de "tenue à la fatigue".

Ces améliorations sont liées à l'existence du "Toron Cohérent" de Freyssinet.

## INTRODUCTION

L'ouvrage, actuellement en cours de construction, sur la rivière Muar, à 40 km au sud de Melaka, permettra d'éviter la traversée chaotique de la ville voisine de même nom.

Il simplifiera les liaisons nord-sud Melaka/Muar, en se greffant directement à l'échangeur de Parit Bunga lui-même en cours de construction. La longueur totale de l'ouvrage est de 632 m, subdivisés en la travée centrale haubanée de 132 m et deux rampes d'accès de huit travées de 32 m (24 m pour les rives) (figure 1).

L'ouvrage porte, dans chaque direction, deux voies de 3,50 m, une bande dérasée de gauche (on roule à gauche) de 1,70 m, une bande dérasée de droite de 0,50 m, une longrine support de barrière de sécurité de 0,50 m et une corniche-caniveau.

Le tablier est un mono-caisson de 2,50 m de hauteur, haubané sur son axe dans la travée centrale et les travées qui lui sont adjacentes.

Le vide intérieur du caisson est largement utilisé pour le passage de câbles électriques et de télécommunications.

Une double barrière centrale GBA assure la sécurité des véhicules ainsi que la protection des haubans situés sur l'axe de l'ouvrage.

La travée centrale ménage un gabarit de navigation 15 m x 100 m.

L'étude conceptuelle de l'ouvrage, puis l'avant-projet, les études d'exécution et l'assistance technique au chantier, ont été confiés à Jean Muller International.

La réalisation progresse indépendamment, à l'avancement, à partir de chaque rive. Actuellement (fin novembre 2002), les rampes d'accès sont terminées, ainsi que les pylônes. Les travées centrales haubanées sont terminées à 40 %.

Le premier hauban est prévu en janvier. Le clavage des deux fléaux, au centre de la rivière, est prévu en juin 2003.

**Jean-Marc Tanis**

DIRECTEUR GÉNÉRAL  
JMI



**Guy Frémont**

CHEF DE PROJET  
JMI



**Noël Vivien**

CHANTIER ASSISTANCE  
JMI



## LES PRINCIPALES QUANTITÉS

### Bases de calculs

Normes britanniques de surcharges et de BA/BP - Vent faible - Pas de sismicité - Fluage/Retrait/Relaxation en CEB 90

### Épaisseur moyenne du tablier (B40)

0,60 m en travées d'accès et 0,50 m en travée centrale haubanée

### Aciers passifs

120 kg/m<sup>3</sup> pour les accès, 150 kg/m<sup>3</sup> pour la travée centrale et 160 kg/m<sup>3</sup> pour le pylône

### Haubans

95 t d'acier dur

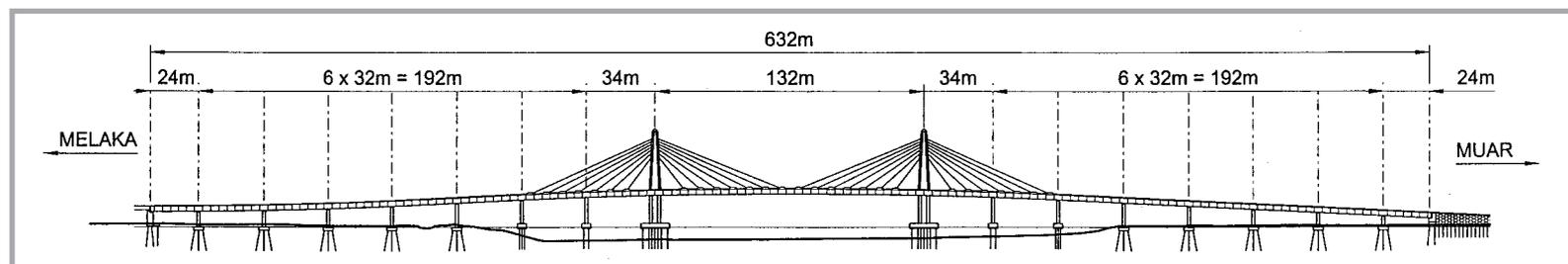
### Précontrainte longitudinale

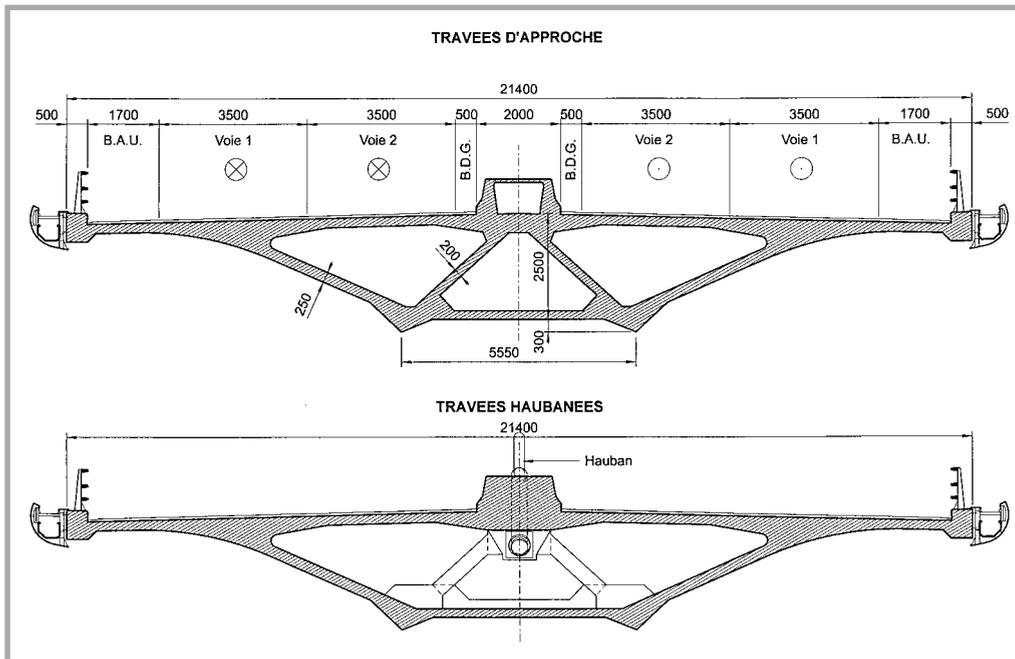
164 t d'acier dur

### Précontrainte transversale du hourdis supérieur

1 câble plat 5T15 injecté tous les 800 mm

Figure 1  
Élévation  
Elevation view





**Figure 2**  
Coupes transversales,  
travées d'approche  
et travées haubanées  
*Cross sections,  
approach spans  
and cable-stayed spans*

► **LA STRUCTURE**

**Les fondations**

Comme souvent pour les ouvrages fluviaux, la nature du sol impose des fondations par pieux ancrés dans les argiles raides sous-jacentes.

En site terrestre (les rampes), ce sont des pieux préfabriqués en béton précontraint de diamètre externe 600 mm, verticaux et inclinés, et de charge admissible 2,50 MN. Ils ont été descendus à 40 m, les entures étant réalisées par soudure de sabots métalliques aux extrémités de chaque élément de 10 m.

En site fluvial (partie haubanée), ce sont des tubes métalliques épaisseur (19 mm), de diamètre 1,05 m, battus "ouverts" au refus.

En tête, un remplissage de béton armé et des anneaux d'acier soudés intérieurement assure la transition des efforts entre le béton armé du massif de fondation et la chemise métallique.

La fiche des pieux est d'environ 50 m et la charge admissible par pieu est 6,2 MN. Il y en a 19 par pylône.

**Les appuis (hors pylônes)  
en élévation**

Les piles de travées d'accès, en site terrestre, sont deux simples poteaux rectangulaires 1,10 m x 1,50 m, fortement rapprochés du fait de la forme du caisson.

Un voile plein, arrêté à 4 m de la tête, assure le contreventement et l'appui du cintre mobile comme il sera expliqué ci-après.

En tête, le tablier s'appuie sur des appareils d'appui à pot d'élastomère glissants mono-directionnels, sa stabilité horizontale longitudinale étant

assurée par encastrement dans les deux pylônes. La culée, côté Muar, est du type classique : un simple chevêtre sur pieux et des murs en retour. Ses abords sont en remblais renforcés appuyés sur une dalle-champignon en béton armé et un maillage serré 2,10 m x 2,10 m de pieux battus Ø 350 mm. Côté Melaka, la culée est, en fait, une pile de transition à double ligne d'appuis, adaptée au tablier, d'un tout autre type, de l'échangeur en amont. Son caractère est délibérément monumental afin de "séparer" les deux architectures.

**Le tablier**

C'est un mono-caisson large – 21,40 m –, en béton précontraint, de hauteur constante – 2,50 m (sur l'axe) –, structurellement continu sur toute sa longueur. Extérieurement, il présente des âmes fortement inclinées, adaptées à la suspension axiale par les haubans de la travée centrale et au minimum de prise au vent (figure 2).

La précontrainte longitudinale est réalisée par câbles intérieurs au béton, "rectilignes", en unités 12 et 19K15 (procédés Freyssinet). Dans la travée centrale, cette précontrainte est complétée par des câbles externes 19T15, ancrés dans les blocs d'ancrage des haubans.

Le hourdis supérieur est précontraint transversalement par câbles "plats" 5T15 disposés tous les 0,80 m.

Dans les travées d'accès et les 2 x 2 travées adjacentes à la travée centrale, le caisson du tablier présente deux âmes centrales en lambda, constituant ainsi avec les âmes externes une ossature transversale triangulée indéformable.

Certains câbles inférieurs de précontrainte ont été emmenés "au-delà des lignes d'appui", en raison de la sensibilité de l'ossature aux tassements différentiels et au gradient vertical de température dans le tablier.

Les travées d'accrochage "arrière" des haubans ont été lestées sur la dernière pile avant pylône, par un gros béton, afin d'éviter le décollement des appareils d'appui.

En outre, la double GBA centrale sera, dans cette zone, remplie de gros béton en son milieu pour la même raison.

Dans la travée principale, les âmes centrales sont "remplacées" par des butons-tirants à 45°.

Pour les voussoirs de haubans, ils sont situés de part et d'autre des ancrages de ces derniers. Ce sont des "tirants" précontraints (un câble 10 K15 par tirant) qui permettent de suspendre les âmes latérales aux haubans

Aux extrémités inférieures des tirants, des "moustaches" au caisson permettent d'assurer l'ancrage correct des aciers, dans les trois directions, au-delà du nœud d'intersection âme/hourdis inférieur/tirant.

Pour les voussoirs intermédiaires situés entre ceux

de haubans, ce sont des butons sur lesquels s'appuie la poutre axiale longitudinale. L'effort de compression est remonté, à chaque fois, dans les âmes latérales par deux câbles transversaux inférieurs 3T15.

### Les haubans - Les selles d'ancrage dans les pylônes

La travée centrale est accrochée aux pylônes par 2 x 7 haubans axiaux 37 à 75H15. L'espacement entre les ancrages de haubans est de 8 m sur le tablier et de 1,40 m sur le pylône.

JMI et Freyssinet ont mis au point une conception de selle constituée d'un complexe multitubulaire de tubes individuels séparés.

Chaque toron de hauban file d'une seule traite d'un ancrage de travée centrale à l'ancrage correspondant de travée latérale, l'ancrage dans le pylône s'effectuant "à sec" dans la selle par frottement du toron (gaine PEHD) avec le tube (aluminium) du toron de la selle.

Il y a autant de tubes dans la selle que de torons dans le hauban, l'espace entre tubes étant injecté d'un coulis très haute performance.

Il s'en suit que :

- ◆ le toron est facilement démontable, en service, si besoin est;
- ◆ il n'y a plus d'usure par contact mutuel entre torons, puisque les torons sont physiquement séparés. La résistance à la fatigue est donc celle des autres composants du hauban.

Cette solution de selle est une amélioration décisive à la selle classique injectée (photo 1).

Ce progrès technologique est une retombée de la technique du "Toron Cohérent", développé par Freyssinet. En effet, sans cette cohérence toron/gaine PEHD, le toron glisserait dans sa gaine, rendant impossible l'ancrage par frottement.

### Les pylônes

Hauts de 30 m au-dessus du tablier, ils sont de dimensions transversales minimales, adaptées aux selles tubulaires évoquées précédemment, et à la sécurité au flambement (figure 3) : un voile de 850 mm d'épaisseur, adapté au diamètre - 400 mm - des selles tubulaires, et épaissi aux extrémités, dans le sens horizontal, à 1,50 m.

Verticalement, la largeur du pylône suivant l'axe du pont varie en fonction de la longueur courbe des selles : l'allure générale du pylône est donc un "glaiive" de largeur variant de 5,30 m en pied à 2,70 m en tête.

Sous le tablier, le pylône est prolongé par une pile à double fût, semblables aux piles courantes.

Le report des charges du pylône aux quatre poteaux du double fût s'effectue en bielles comprimées dans les quatre directions au travers d'une entre-



Photo 1  
Selles  
d'ancrage  
Anchorage  
saddles

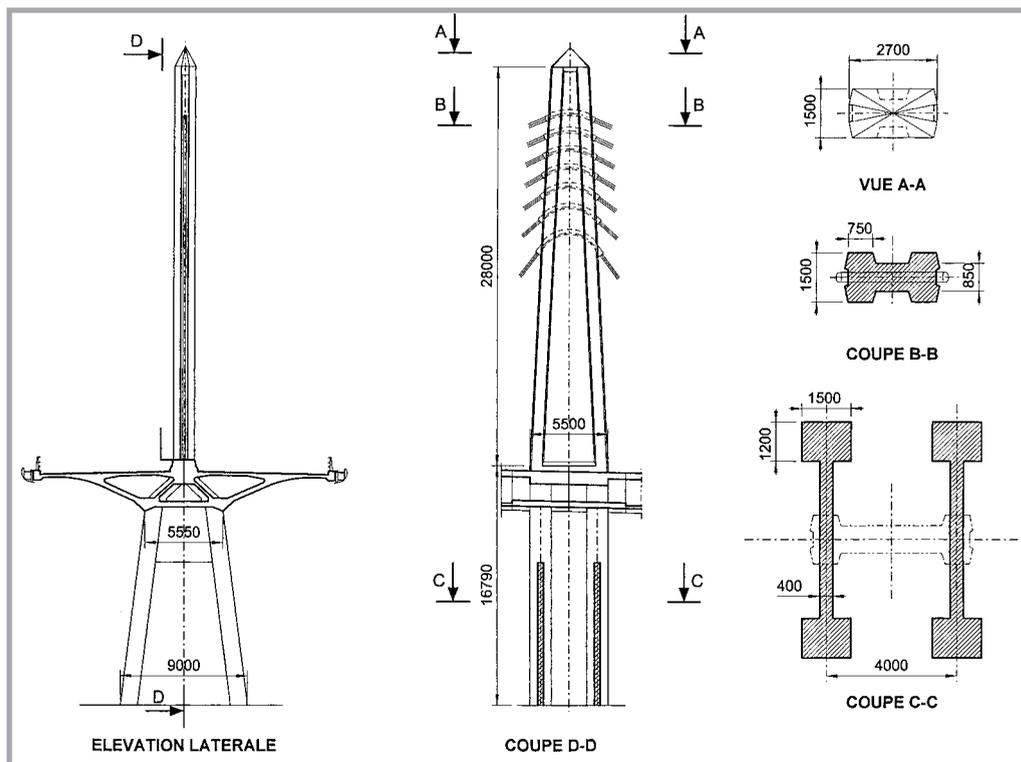


Figure 3  
Élévation du pylône  
Elevation view  
of the tower

toise massive en delta. Transversalement à l'axe du pont, la dalle inférieure du delta est précontrainte par 2 x 4 câbles 19T15.

## ■ MÉTHODES D'EXÉCUTION

### Tablier

Le tablier est réalisé suivant une variante originale, mise au point par JMI, de la méthode du "cintre auto-lanceur" et de la méthode de "l'encorbelle-

ment", que l'on pourrait appeler "encorbellement sur cintre auto-lanceur".  
 Chaque voussoir (de 4 m de longueur dans le cas du pont de Muar) est bétonné sur un équipement mobile accroché en extrémité du voussoir précédent (méthode "encorbellement") et appuyé sur une poutre-caisson métallique, (le "cintre auto-lanceur") elle-même portant sur trois appuis : la pile du fléau en construction et les deux piles adjacentes.  
 L'équipage de cette méthode est donc un outil sensiblement plus simple que l'équipage d'encorbellement classique et son risque de chute est supprimé.

De plus, l'accès par le personnel et l'acheminement du petit matériel au fléau est aisé car il peut s'effectuer par le tablier déjà exécuté et par la poutre.  
 La poutre est longue de deux travées plus les becs avant et arrière, soit 75 m pour les rampes du pont de Muar.  
 En travée principale, des palées provisoires – il y en a trois – disposées tous les 32 m dans la rivière, permettront d'appliquer la même Méthode que pour les rampes (photos 2 à 5).  
 Après bétonnage et mise en tension des câbles de fléau, les équipages sont simplement roulés sur la poutre jusqu'à la position du prochain voussoir en encorbellement, du voussoir de clavage, ou du voussoir de pile du fléau suivant.  
 Comme pour un cintre auto-lanceur, la poutre est déplaçable longitudinalement lorsque, un fléau étant terminé et clavé au fléau précédent, elle doit être mise en place pour la réalisation du fléau suivant.  
 La grande rigidité en torsion de la poutre – c'est un caisson fermé – autorise les larges encorbellements latéraux de l'ossature support des coffrages, et certaines asymétries de bétonnage.  
 Le monolithisme transversal de l'outil coffrant porté par la poutre est évidemment rompu lors du passage d'une pile. Les ossatures latérales des ailes sont alors provisoirement suspendues à un profilé transversal passant par-dessus les têtes de piles.

**Photo 2**  
 Vue d'ensemble  
 de la méthode  
*General view  
 of the method*



**Photo 3**  
 Voussoir  
 sur pile  
*Segment  
 on pier*



**Photo 4**  
 Un demi-fléau  
 terminé  
*A completed  
 half-beam*



**Photo 5**  
 Pylône en construction  
*Tower undergoing construction*



Transversalement, le voussoir est bétonné en trois phases :

1. Le hourdis inférieur, les âmes latérales et les consoles supérieures ;
2. Les âmes en lambda ;
3. Le hourdis supérieur central, après que les câbles transversaux aient été enfilés.

Le cycle complet est d'une semaine par paire de voussoirs.

Juste avant clavage de la travée centrale, il est prévu un vérinage horizontal de 400 t en mi-travée entre les deux demis fléaux, afin d'équilibrer les charges permanentes dans les pieux des pylônes.

## Pylônes

En cours de réalisation actuellement, il est réalisé par coffrages grimpants. Le ferrailage, pourtant modéré pour ce type de pièce, a utilisé abondamment les coupleurs d'armatures passives.

La mise en place des selles avant bétonnage a été réalisée via un système amovible et réglable "3D" de supportage fixé au béton (douilles noyées) de la levée précédente.

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maitre d'ouvrage**

JKR de l'Etat de Johor (Malaisie)

### **Entreprise générale**

Ranhill Civil - Kuala Lumpur

### **Travaux de fondations**

Antara Koh - Singapour

### **Génie civil en élévation**

PTC et PPEC (entreprises locales)

### **Etudes et assistance technique sur le site**

J.M.I

### **Méthode de "l'encorbellement sur cintre auto-lanceur"**

- Conception par Jean Muller
- Etudes détaillées par PeinigerRöro - filiale Thyssen (Günther Fieger)
- Fourniture et assistance technique chantier par PeinigerRöro

### **Précontrainte, haubans et appareils d'appui**

Freyssinet Malaisie

### **Contrôle extérieur pour JKR**

M.S.Z (Kuala Lumpur) et Maunsell Australie

### **Mise au point de la "nouvelle selle"**

Guy Frémont (JMI) et Jean-Claude Percheron (Freyssinet)

## ABSTRACT

### The cable-stayed bridge of Muar in Malaysia

J.-M. Tanis, G. Frémont, N. Vivien

The structure of the "Bridge on the River Muar" in Malaysia, 632 metres long, consists of a cable stayed central span (seven stays of 37 to 75 H15 per tower, on the centreline of the box girder) 132 metres long, and two access ramps of eight 32-metre spans.

The structure of the deck is a single box girder measuring 21.40 m x 2.50 m, continuous over its entire length.

The foundations are of driven prestressed concrete piles 600 mm in diameter or metallic tubes 19 mm thick, of diameter 1.05 m, also driven and filled with reinforced concrete at the head.

The four-cell box girder offers the original feature of two lambda-shaped central cells.

The construction method used is in-situ concreting "by cantilevering on self-launching centre", an original method which combines the advantages of cantilevering and the self-launching centre. The cable stay anchorage points in the towers are tubed "saddles" but with decisive improvements regarding the "potential for replacing strands in operation" and "fatigue strength".

These improvements are due to the existence of the Freyssinet "coherent strand".

## RESUMEN ESPAÑOL

### El puente atirantado de Muar, en Malasia

J.-M. Tanis, G. Fremont y N. Vivien

La estructura "Puente del río Muar", en Malasia, de 632 m de longitud, esta formado por un tramo central atirantado (siete tirantes 37 a 75 H15 por pilote, en el eje del cajón) de 132 m y dos rampas de acceso de ocho tramos cada una de 32 m.

La estructura del tablero consiste en un monocajón de 21,40 x 2,50 m, continuo sobre la totalidad de su longitud. Los cimientos consisten en pilotes hincados de hormigón pretensado, de 600 mm de diámetro en tubos metálicos de 10 mm de espesor, y 1,05 m de diámetro, también hincados y rellenos de hormigón armado en cabeza. El cajón, de cuatro almas, presenta

la originalidad de dos almas centrales en lambda.

El método de ejecución integra un hormigonado in situ, "en voladizo sobre cimbra autolanzadora", método original que permite combinar las ventajas de la solución en voladizo y de la cimbra autolanzadora.

Los anclajes de los tirantes en las pilas están compuestos por "silletas" de tubos, pero con mejoras decisivas de "posibilidad de sustitución de los cables en servicio" y de comportamiento a fatiga".

Estas mejoras guardan relación con la existencia del "cable coherente" de Freyssinet.

# La construction de la Un arc en Ductal® à Séoul

La mairie de Séoul s'est engagée dans un projet de long terme visant à l'aménagement urbain de la cité. Cet aménagement se fait autour du fleuve Han qui traverse la ville. Sunyudo est une île du fleuve Han, au centre de Séoul. Au début du siècle passé, cette île était fréquentée par les poètes, calligraphes et peintres coréens. Pour redonner vie à cette île, la mairie a décidé d'aménager la totalité de l'île en parc et de construire une passerelle permettant de la lier à la ville. Dans le cadre de la coopération entre la France et la Corée du Sud et pour célébrer le passage à l'an 2000, un architecte français, Rudy Ricciotti, a été choisi pour concevoir la passerelle.

Une passerelle de 430 m de long a été conçue et réalisée; elle est composée d'un arc en Ductal® de 120 m de portée et de deux passerelles d'accès métalliques.

Rudy Ricciotti et le bureau d'études de Bouygues Travaux Publics ont conçu un arc en Ductal® très élancé. Le rapport hauteur sur portée avoisine la centaine. Cet élanement et les formes arrondies données par l'architecte confèrent à l'arc de l'élégance et du confort visuel dans une ville industrielle très agressive.

Le Ductal® est une nouvelle génération de bétons à ultra hautes performances. Cette famille de bétons est caractérisée par une microstructure très dense et une résistance à la compression élevée atteignant et dépassant 200 MPa. Des fibres métalliques ou organiques sont incorporées dans le matériau. Cela permet d'améliorer la ductilité et la résistance à la flexion. Avec les fibres organiques, le matériau est destiné à des applications architecturales telles que les panneaux de façade. Avec les fibres métalliques, se sont les applications de structures qui sont visées, telles que les passerelles. Pour la construction de l'arc une formulation avec fibres métalliques a été utilisée.

La mairie de Séoul est le maître d'ouvrage. Dongyang est l'entreprise générale. La conception et la construction de l'arc en Ductal® ont été sous-traitées au groupement VSL Korea et Bouygues Tra-

vaux Publics pour un montant de 3 millions d'euros.

L'ouvrage a été inauguré en avril 2002 et baptisé passerelle de Seonyu.

## ■ MATÉRIAU DUCTAL®

Le Ductal® fait partie de la famille des BFUP (Béton Fibré Ultra Performant). Il est caractérisé par ses hautes performances mécaniques, sa durabilité et les possibilités qu'il offre pour l'obtention de parements esthétiques.

La ductilité et la résistance à la flexion du matériau Ductal® permettent de concevoir des structures sans armatures passives et où les efforts principaux sont repris par la précontrainte. De faibles épaisseurs sont alors possibles tel un tablier de 3 cm.

Le tableau I indique les principales propriétés du matériau avec des fibres métalliques et après un traitement thermique à 90 °C pendant deux jours. Le facteur de fluage est très faible et le retrait résiduel est quasi nul.

Le matériau nécessaire à la fabrication de l'arc a été préparé en France par Lafarge et conditionné en *big bag*.

Lors de la production, les résistances mécaniques ont été contrôlées. La résistance moyenne à la compression a été mesurée à 202,9 MPa et la résistance à la flexion à 44,2 MPa.

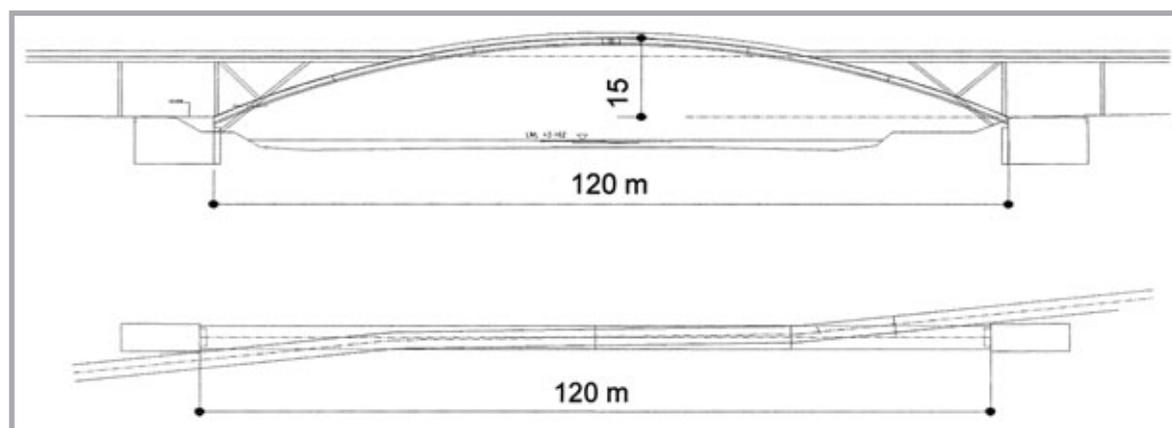
## ■ DESCRIPTION DE LA PASSERELLE

L'ouvrage est constitué de deux passerelles d'accès métalliques, à platelage en bois et piles tubu-

Tableau I  
Propriétés du Ductal®  
avec fibres métalliques  
et après traitement  
thermique  
  
Properties of Ductal®  
with metallic fibre  
reinforcement and after  
heat treatment

Densité	2500 kg/m <sup>3</sup>
Résistance à la compression	180 MPa
Résistance à traction	8 MPa
Résistance à la flexion	30 MPa
Module d'Young	50 000 MPa
Coefficient de Poisson	0.2
Retrait	0
Fluage	0.2
Coefficient de dilatation	12.10 <sup>-6</sup> m/m

Figure 1  
Vue en plan  
et élévation générale  
  
Plan view and general  
elevation



# passerelle de Seonyu

**Mouloud Behloul**  
CHEF DE PROJET  
VSL

**KC Lee**  
**HK Kim**  
DIRECTION TRAVAUX  
VSL Korea

**Germain Comte**  
**Michel Loisel**  
DIRECTION TRAVAUX  
Bouygues Travaux Publics

**Gilles Causse**  
**Denis Etienne**  
BUREAU D'ÉTUDES  
Bouygues Travaux Publics

**Jean Davy**  
**Abilio Sismeiro**  
**Franck Leve**  
MÉTHODES  
Bouygues Travaux Publics

lares en acier, et d'un arc central en Ductal®. Les tabliers d'accès sont quasi-horizontaux et viennent s'appuyer sur l'arc à 30 m de part et d'autre de la clé. La circulation des piétons est prévue directement sur l'arc, dans cette partie centrale de 60 m (figure 1).

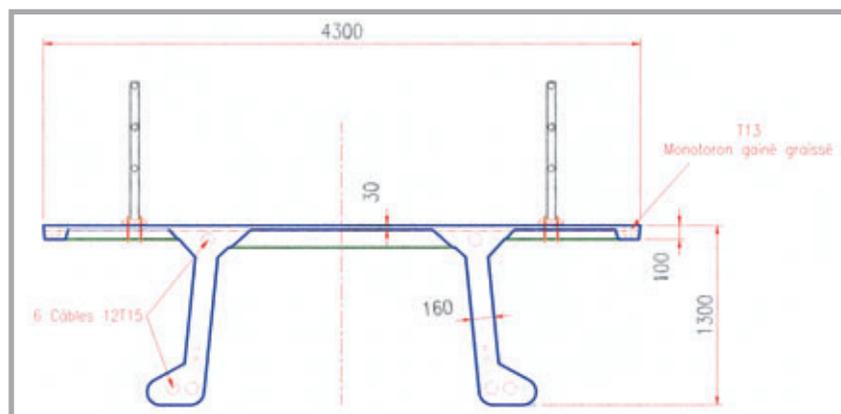
L'arc, d'une ouverture de 120 m, est fondé sur deux massifs en béton armé, construits à l'abri de batardeaux en palplanches, sur les berges du fleuve. Ces massifs ne présentent pas de particularité, ils sont fondés sur des alluvions sableuses à une profondeur suffisante pour assurer la stabilité sous l'effet des poussées de l'arc. L'arc est encastré dans chacun des massifs. La résistance de l'encastrement est assurée partiellement par la poussée de l'arc et partiellement par six câbles de précontrainte (4 x 9 T15 et 2 x 12 T15) qui traversent le joint entre massif et arc et sont ancrés à l'arrière du massif, assurant ainsi une continuité structurelle de l'ensemble.

L'arc lui-même est une poutre à section transversale en forme de  $\pi$  (figure 2). De façon plus précise, la dalle supérieure, de 30 mm d'épaisseur, repose sur des nervures transversales précontraintes trapézoïdales espacées de 1.250 mm. Ces nervures reposent elles-mêmes sur les deux âmes de 160 mm d'épaisseur. Des nervures latérales longitudinales permettent la répartition des efforts locaux en rive. Les âmes sont inclinées vers l'extérieur et disposent d'un talon inférieur qui permet le logement

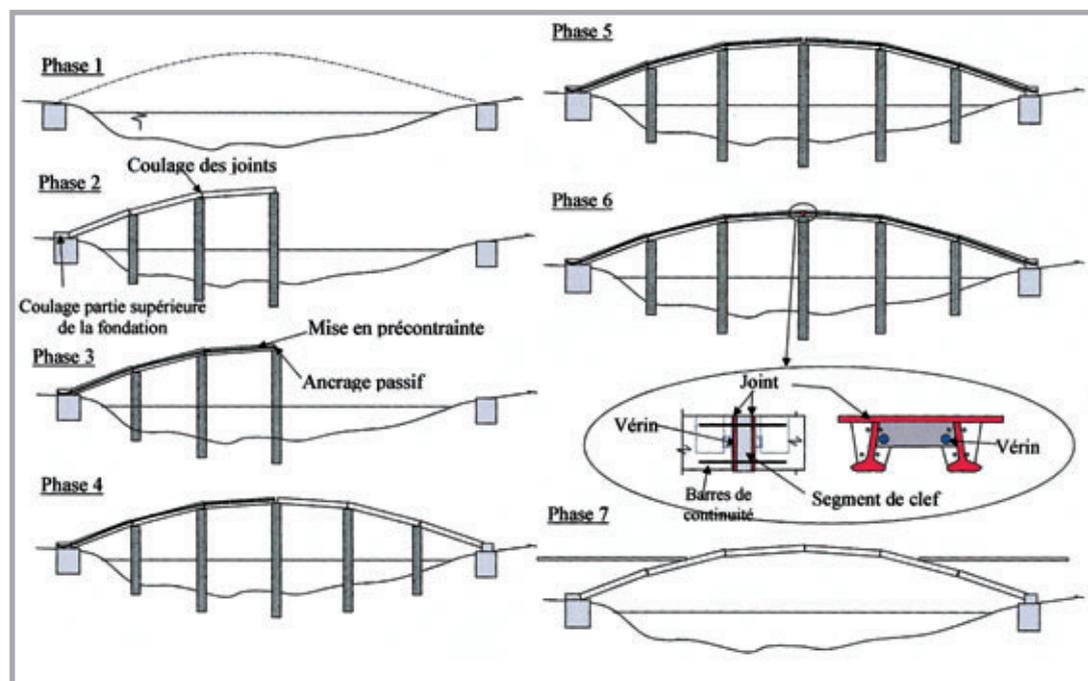
des câbles de précontrainte longitudinale. L'intérêt de cette forme est que le décoffrage des pièces est particulièrement facilité, par rapport à toute forme de poutre-caisson ou de bi-poutre à talon.

L'ouvrage est construit à l'aide de six tronçons préfabriqués de 20 m de longueur environ, qui sont mis en place sur des palées provisoires installées dans le fleuve (figure 3). Les tronçons de rive sont assemblés aux massifs de culée par le bétonnage de la dernière levée de ces massifs, puis chaque demi-arc (trois tronçons de part et d'autre de la clé) est assemblé par bétonnage en place d'un joint en Ductal® de 30 mm d'épaisseur.

Les demi-arcs sont précontraints longitudinalement, de manière à former deux consoles de 60 m, monolithes et solidaires des culées. A ce stade, les



**Figure 2**  
Coupe transversale  
Cross section



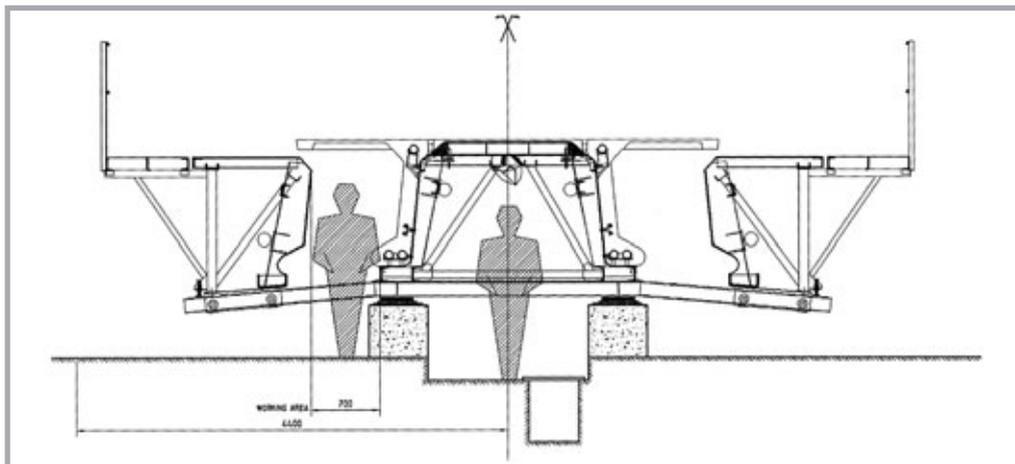
**Figure 3**  
Cinématique de construction  
Construction kinematics

**Photo 1**  
Vue  
du coffrage  
  
View  
of shuttering



**Photo 2**  
Segment avant et après  
décoffrage

Segment before and after  
shuttering removal



**Figure 4**  
Coupe transversale  
du coffrage  
  
Cross section  
of the shuttering

consoles reposent toujours sur les palées provisoires. Enfin, des vérins sont installés à la clé, et mis en pression pour créer la poussée de 230 t de l'arc. Cette mise en pression crée une flèche vers le haut qui permet de supprimer les palées intermédiaires. Un tronçon préfabriqué de clavage est mis en place, les joints de part et d'autre de ce tronçon sont bétonnés en Ductal®. On peut alors démonter la palée provisoire centrale et monter le tablier des accès.

Chacun des tronçons nécessite quelques dispositions particulières :

- ◆ pour leur donner de la rigidité pendant la ma-

nutention, la hauteur des nervures transversales d'extrémité des tronçons est augmentée à 940 mm ;  
◆ pour permettre le transfert des efforts depuis le Ductal® de l'arc sur le béton ordinaire des culées, sans écraser ce dernier, les extrémités des tronçons de rive sont rendues localement plus épaisses ;  
◆ enfin, pour permettre le vérinage en fin de construction, les tronçons centraux disposent d'une entretoise pleine qui vient supporter les vérins. Il sera possible, en démontant les câbles courts de clavage de procéder à un vérinage complémentaire au cours de la vie de l'ouvrage, pour pallier toute incertitude sur le comportement à long terme.

L'appui du tablier d'accès sur l'arc présente quelques particularités. Il se trouve que pour des raisons architecturales l'arc est biais par rapport à l'axe de ce tablier d'accès, c'est-à-dire que lorsqu'un piéton franchit la rivière il voit l'arc à droite de son chemin, puis marche sur l'extrados de celui-ci, puis le retrouve à gauche de son chemin en arrivant sur l'autre rive. Ceci fait que mécaniquement, le tablier d'accès s'appuie sur la poutre amont de l'arc, d'un côté, et sur la poutre aval, de l'autre côté. Pour ne pas avoir à renforcer de façon disgracieuse l'arc au droit de cet appui, il a été décidé que le tablier de la passerelle aurait un appui principal unique au point de croisement de son axe et de celui d'une poutre et qu'il disposerait d'un système de bielle articulée destiné à empêcher toute déformation de torsion entre les deux structures.

Un dernier point notable est que la passerelle a été équipée d'amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Dampers ou TMD), destinés à améliorer le confort des usagers en cas de vibrations transversales et verticales.

## ■ PRÉFABRICATION DES POUTRES ET MONTAGE

La préfabrication des six poutres qui constituent l'arc est réalisée sur une aire de 4 500 m<sup>2</sup> installée sur les berges de la rivière Han. Cette installation comporte des aires couvertes pour la centrale à béton, le moule de préfabrication, une enceinte de traitement thermique et une aire de stockage des poutres.

La construction des six poutres est réalisée à l'aide d'un moule métallique unique et adaptable aux extrémités (photo 1). La conception de ce moule est rendue difficile par une définition 3D complexe de la structure.

La géométrie des éléments présente un tracé courbe avec une pente longitudinale de plus de 8 %. Les poutres présentent des extrémités différentes avec la présence de bossages particuliers.

Le poids du moule métallique est de 50 t. Il permet de préfabriquer des poutres de longueur variant de 20 m minimum à 22 m maximum grâce à des panneaux d'extrémité différents (photo 2).

Le moule est composé des éléments suivants (figure 4) :

- ◆ un fond fixe qui s'appuie sur des appuis glissants montés sur plots anti-vibratoires. Ce coffrage intègre une clé longitudinale continue qui permet d'éviter le blocage du retrait transversal ;
- ◆ deux panneaux latéraux symétriques qui translatent sur les profilés métalliques du fond de moule afin de permettre le décoffrage de la poutre ;
- ◆ une clé transversale située à mi-longueur du moule. Cette clé est conçue pour éviter le blocage du retrait longitudinal ;
- ◆ deux panneaux de rive. Ces panneaux supportent également la précontrainte transversale pré-tendue à 200 kg pour le bétonnage ;
- ◆ trois panneaux d'about dont un fixe qui est utilisé pour la préfabrication de toutes les poutres et deux variables qui sont fonction de la poutre à préfabriquer ;
- ◆ des capots supérieurs démontables. Avec une dalle de 3 cm d'épaisseur, des trappes de visite sont conçues afin de contrôler le bon remplissage de l'outil durant le bétonnage. Un revêtement de type mural est collé à la peau coffrante pour éviter les problèmes de bullage ;
- ◆ pour éviter le blocage du retrait vertical, des blocs de polystyrène recouverts d'un film plastique sont fixés sur la table métallique supérieure des coffrages intérieurs et extérieurs afin de coffrer la dalle nervurée de la poutre. Ces blocs sont complétés d'un polystyrène de 1 cm d'épaisseur installé sur toute la largeur de la table ;
- ◆ des vibreurs extérieurs montés sur les raidisseurs principaux des panneaux latéraux.

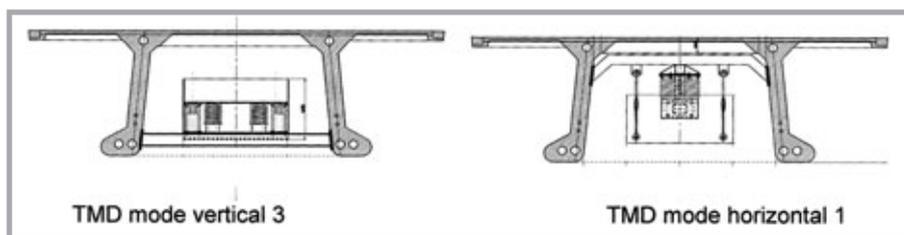
Une centrale spéciale conçue par Bouygues est utilisée pour la fabrication du Ductal®. Le temps de fabrication des 22,50 m<sup>3</sup> de béton nécessaires à la préfabrication d'une poutre complète est de 5 heures 30 min avec un malaxeur de 1,50 m<sup>3</sup>. Une trémie intermédiaire de 7,50 m<sup>3</sup> équipée d'une pompe permet le stockage provisoire du béton afin d'obtenir un bétonnage continu. Le bétonnage de la poutre est réalisé par injection du béton depuis des points situés dans le fond de moule. Huit points (2 côtés x 4 points) sont nécessaires à un bétonnage complet.

Après le bétonnage, la poutre est soumise à une cure à 35 °C par un système de ventilation pendant 48 heures. Un suivi maturométrique est employé pour déterminer les périodes de décompression du coffrage par le retrait des clefs longitudinales puis transversales et de décoffrage complet de la poutre. Après 48 heures, la poutre préfabriquée est totalement décoffrée puis évacuée vers la chambre d'étuvage. Le levage est réalisé à l'aide d'un palonnier de manutention et le décollage de l'élément est réalisé par six vérins hydrauliques placés sous le fond de moule.

L'étuvage de la poutre est réalisé à une température constante de 90 °C à l'intérieur d'une chambre



**Photo 3**  
Pose des segments  
avec une grue  
sur une barge  
*Laying segments  
with a barge-mounted  
crane*



**Figure 5**  
Schémas des TMD  
(Tuned Mass Dampers)  
*TMD diagrams*

fermée pendant 48 heures. Un système de thermocouple est employé pour surveiller la température. Après 48 heures d'étuvage, la température est abaissée lentement afin d'empêcher des chocs thermiques.

Après le traitement thermique, la poutre est stockée à 5,00 m de hauteur sur des poteaux en béton afin de les protéger d'une inondation possible de l'aire de préfabrication.

La pose a nécessité la construction de cinq appuis provisoires dans la rivière Han. Ceux-ci sont installés au droit de chaque joint entre les poutres. Le levage et l'approvisionnement de ces dernières sont réalisés à l'aide d'une barge équipée d'une grue. Le palonnier de manutention utilisé à la préfabrication est modifié pour permettre la pose des poutres (photo 3). Un dispositif de mesures de déplacements est installé au droit des culées pour contrôler la bonne conduite des opérations de pose et de vérinage des poutres préfabriquées.

## ■ ÉTUDE DES VIBRATIONS

La passerelle de Solferino à Paris et la passerelle du Millenium à Londres ont vibré à des niveaux trop élevés lors de leur première mise en service. Un traitement des vibrations a été alors nécessaire. Pour éviter ces phénomènes, une étude détaillée des vibrations de l'arc a été réalisée dès le stade de l'avant-projet. Les valeurs des trois premières fréquences propres calculées – entre 0,8 et 2,2 Hz – ont indiqué la nécessité d'une étude approfondie des vibrations. Un système à base de masses accordées (TMD) a été adopté pour limiter les accélérations ressenties par les piétons.

Mode	Fréquence mesurée	Amortissement mesuré (% du taux critique)	Fréquence calculée	Direction du déplacement
1	0.75 Hz	0.6 %	0.67 Hz	Horizontale
2	1.34 Hz	1.3 %	1.26 Hz	Verticale
3	2.03 Hz	0.4 %	1.99 Hz	Verticale

Tableau II  
Modes propres -  
Valeurs mesurées  
et calculées

*Natural modes -  
Measured  
and calculated  
values*

Une première campagne d'essais a été réalisée sur l'arc juste après le clavage. Les fréquences propres et valeurs d'amortissement ont été mesurées et comparées aux valeurs calculées (tableau II). Un groupe d'une trentaine de personnes a effectué différents exercices pour exciter la structure : marches aléatoires, marches cadencées, courses et balancements. Les accélérations mesurées ont confirmé la nécessité d'installation de TMD pour amortir les vibrations du premier mode horizontal (mode 1) et deuxième premier mode vertical (mode 3). Quatre TMD – deux pour le mode 1 et deux pour le mode 3 – ont été fabriqués par GERB et installés au niveau de la section clef de l'arc.

Des essais de contrôle ont alors été réalisés. Les accélérations mesurées étaient inférieures à 0,2 m/s<sup>2</sup> dans le sens horizontal (balancement transversal) et 0,5 m/s<sup>2</sup> dans le sens vertical.

Ces valeurs de fréquences permettent une utilisation confortable de l'ouvrage.

## CONCLUSION

La passerelle de Seonyu est le premier ouvrage au monde où un béton à ultra hautes performances est utilisé pour franchir une portée de 120 m.

Cette passerelle, qui connecte l'île Sunyudo du fleuve Han à la ville de Séoul, fait partie du projet de réaménagement urbain de la ville (photo 4).

Les propriétés du matériau Ductal® ont permis de concevoir une structure très élancée et élégante. A ce jour quatre passerelles ont été réalisées en Ductal®. La passerelle de Sherbrooke au Canada (60 m de portée), la passerelle de Sermaise en France (portée totale de 18 m), la passerelle de Seonyu en Corée du Sud (120 m de portée) et la passerelle Sakata-Mirai au Japon (50,1 m de portée).

Ces différents projets montrent le potentiel du matériau Ductal® et son adéquation à être utilisé pour la construction de passerelles en zone urbaine.

Photo 4  
La passerelle en service  
*Footbridge in use*



## ABSTRACT

### Construction of the Seonyu footbridge. A Ductal® arch in Seoul

*Various authors*

The Seonyu footbridge connects the island of Sunyudo in the centre of Han River to the City of Seoul. The footbridge has a total length of 430 metres ; it consists of a Ductal® arch of span length 120 m and two footbridges with steel access ramps.

The arch was designed by architect Rudy Ricciotti and built by VSL Korea and Bouygues Travaux Publics.

The arch has a p-shaped cross section 4.30 m wide and 1.3 m high. The cross section consists of a slab 3 cm thick resting on prestressed transverse ribs. The assembly is supported by two inclined cores 16 cm thick.

The six segments making up the arch were prefabricated on the bank of the river and then installed using five temporary supports. The structure is rendered integral with the foundations by prestressing. Damping devices were installed on the keystone of the arch so as to improve the comfort of use of the footbridge by reducing vibrations. Ductal® is an ultra-high-performance concrete having a compressive strength of 180 MPa. This structure has a record span length for this range of materials.

## RESUMEN ESPAÑOL

### La construcción de la pasarela de Seonyu. Un arco de Ductal® en Seúl

*Autores diversos*

La pasarela de Seonyu permite la comunicación de la isla de Sunyudo, en el centro del río Han, con la ciudad de

Seúl. La pasarela de una longitud total de 430 m, esta formada por una arco de Ductal® de 120 m de luz y dos pasarelas metálicas de acceso.

El arco se ha diseñado por el arquitecto Rudy Ricciotti y construido por VSL Korea y Bouygues Travaux Públicos. El arco presenta una sección transversal en forma de p de 4,30 m de anchura por 1,3 m de altura. La sección transversal está compuesta por una losa de 3 cm de espesor, que toma apoyo sobre nervaduras transversales pretensadas. El conjunto está soportado por dos almas inclinadas de 16 cm de espesor. Los seis segmentos que componen el arco se han fabricado en la margen del río y, a continuación, posicionados utilizando para ello cinco apoyos provisionales. La estructura está solidificada con los cimientos por pretensado. Se han instalado dispositivos de amortiguación en la clave del arco, para así mejorar la comodidad de utilización de la pasarela, al reducir las vibraciones. El Ductal® es un hormigón de ultraelevadas prestaciones, cuya resistencia a compresión es de 180 MPa. Esta estructura constituye un récord de luz entre apoyos para esta gama de materiales.

## Les variantes dans les appels d'offres Pour une mise en œuvre effective

Une des novations importantes du Code des Marchés publics consiste dans la possibilité pour les candidats, sauf disposition expresse contraire, de "présenter une offre comportant des variantes par rapport aux spécifications du cahier des charges qui ne sont pas qualifiées d'intangibles" (article 50).

Encore faut-il qu'une telle offre reste, sous peine d'être éliminée, conforme à l'objet du marché (article 53-I), et aussi qu'elle puisse être classée parmi l'ensemble des offres pour déterminer l'offre économiquement la plus avantageuse (article 53-III).

### ■ LA CONFORMITÉ DES VARIANTES À L'OBJET DU MARCHÉ

À la différence des procédures négociées, l'objet du marché ne peut être mis en question : toute suppression ou modification d'une prescription du cahier des charges sans contrepartie équivalente entraîne l'élimination de l'offre. Grosso modo, **les variantes peuvent porter sur les moyens, non sur les résultats** ; sur les caractéristiques du projet, non sur ses performances (sauf à les améliorer). On peut regretter à cet égard que l'article 50 du nouveau Code n'ait pas repris la rédaction des articles 389 et 397 de l'ancien Code transposant les directives communautaires, lesquels imposaient l'indication dans le cahier des charges des "conditions minimales" ou des "exigences minimales" que devaient respecter les variantes. En revanche, la proposition de directive "Marchés publics" actuellement en cours d'examen par le Parlement européen et le Conseil a conservé ces dispositions :

"Les pouvoirs adjudicateurs qui autorisent les variantes mentionnent dans le cahier des charges les conditions minimales que les variantes doivent respecter, ainsi que les modalités de leur soumission.

Ils ne prennent en considération que les variantes répondant aux exigences minimales qu'ils ont requises".

Devraient alors être indiquées :

◆ d'une part, **les spécifications qualifiées d'intangibles** ;

◆ d'autre part, **pour les autres, les conditions minimales à respecter**, les spécifications en cause pouvant être :

- certaines prescriptions citées à l'article 12 (durée d'exécution, date prévisionnelle d'exécution, conditions de règlement),

- certaines des conditions d'exécution visées à l'article 14,

- certaines clauses du CCAG ou du CCAP (notamment, en cas de variante innovante suscitée par le maître de l'ouvrage, des clauses spécifiques relatives au partage des risques et des coûts d'expérimentation, à la propriété intellectuelle, aux délais de garantie),

- certaines clauses du CCTG ou du CCTP, les

conditions minimales à respecter étant formulées en termes de performances ou d'exigences fonctionnelles (éventuellement avec des délais de garantie prolongés).

Ce n'est en tout cas qu'en encadrant ainsi la présentation des variantes que leur généralisation pourra trouver une **application effective en toute sécurité juridique**.

La fixation *a priori* d'un cadre pour d'éventuelles variantes ne constitue d'ailleurs que l'extension, rendue de ce fait nécessaire, de la "définition préalable des besoins", laquelle aux termes de l'article premier, est une condition de "l'efficacité de la commande publique et la bonne utilisation des deniers publics".

### ■ LES MODALITÉS DE LA SOUMISSION DES VARIANTES

C'est à juste titre que le Code impose **la remise concomitante de l'offre de base**, ce qui permet, d'une part de bien identifier les spécifications, les quantités et les prix unitaires en cause, et d'autre part de mesurer l'incidence de la variante sur le prix global et sur les autres critères de choix, et par conséquent de mettre en évidence la création de valeur induite par sa substitution à l'offre de base.

Plus précisément, pour toute variante présentée, il faudra exiger la liste exhaustive des spécifications modifiées, la description des spécifications proposées pour les remplacer (avec les nouvelles quantités et les nouveaux prix s'il y a lieu) ainsi que tout document utile à l'appréciation de ces spécifications et à la justification de leur conformité aux conditions minimales exigées ou de leur équivalence aux spécifications de base, voire d'un éventuel niveau plus élevé de performance. Cette documentation devra être assez complète pour **définir substantiellement l'offre**, les précisions qu'il s'avérera éventuellement nécessaire de demander aux soumissionnaires après l'ouverture des plis ne devant pas conduire à en modifier la teneur ; en effet, à la différence de l'appel d'offres sur performances, en cas d'appel d'offres, avec variantes ou non, celles-ci ne peuvent être modifiées (articles 60 et 65).

► En contrepartie, l'Administration devra garantir **la confidentialité de la teneur des offres** pendant la procédure et ultérieurement.

Enfin, si un candidat propose des variantes portant sur plusieurs parties du cahier des charges (correspondant notamment aux différentes conditions minimales à respecter) doit-il remettre autant d'offres distinctes, à charge pour la personne responsable du marché de regrouper celles qu'elle juge recevables en une offre unique ? Ou bien doit-il remettre d'emblée une offre globale dont la personne responsable du marché aura, le cas échéant, à retrancher les variantes qu'elle aura jugées irrecevables ? C'est au règlement de la consultation de le préciser.

## ■ L'OFFRE ÉCONOMIQUEMENT LA PLUS AVANTAGEUSE ET LES VARIANTES

Pour choisir l'offre économiquement la plus avantageuse, la personne publique se fonde sur des critères variables suivant l'objet du marché ; ils devront "avoir été définis et hiérarchisés dans le règlement de la consultation ou dans l'avis d'appel public à la concurrence" (article 53-II).

L'autorisation de présenter des variantes conduit à retenir **la plupart des critères** cités à cet article, notamment, s'agissant de travaux :

- ◆ le prix ;
  - ◆ le délai d'exécution ;
  - ◆ la valeur technique,
- et, éventuellement suivant l'ampleur des variantes autorisées :

- ◆ le coût d'utilisation ;
  - ◆ les qualités esthétiques et fonctionnelles.
- Liste qui pourra être complétée, suivant les cas, par **les critères additionnels** suivants :
- ◆ la durée de vie et les coûts d'entretien de l'ouvrage ;
  - ◆ l'impact environnemental de l'utilisation de l'ouvrage ;
  - ◆ l'impact environnemental de l'exécution des travaux ;
  - ◆ la sécurité des procédés de construction.

En outre, dès lors que certaines exigences minimales sont requises, il incombe à la personne responsable du marché d'indiquer si elle accordera un supplément de valeur à une offre dont **les performances vont au-delà des minima imposés** ; dans l'affirmative, ces performances deviennent des critères de choix qui doivent être définis et hiérarchisés comme les autres.

Ce n'est en tout cas que moyennant la prise en compte d'une large palette de critères, que pourront être classées les variantes ; l'instruction pour l'application du Code préconise ensuite, après avoir classé séparément les offres de base et les variantes, de "comparer l'offre de

base la mieux classée avec la variante la plus intéressante", sans autre indication.

Si les critères ne sont que hiérarchisés, on ne peut en effet sans doute en dire plus.

En revanche, **si les critères sont pondérés** (ce qu'autorise le Code) on peut attribuer aux offres de base comme aux variantes, soit une note fonction de leur valeur qualitative et de leur prix<sup>1</sup>, soit un prix<sup>1</sup> réévalué en fonction de leur valeur qualitative, et par suite procéder à un classement général des offres comme le prescrit l'article 53-III<sup>2</sup>.

Quoi qu'il en soit, l'autorisation de présenter des variantes rend plus complexe le choix de l'offre économiquement la plus avantageuse comme elle rend plus délicat le jugement de la receva-

bilité des offres ; elle implique à coup sûr **une plus grande expertise et un rôle accru de la maîtrise d'œuvre**, tant au stade de l'établissement du dossier de consultation des entreprises qu'à celui de l'examen des offres et de la mise au point du marché, voire de l'exécution et de la réception des travaux.

**Michel Cambournac**

ICPC (E.R.)

1. Le prix seul ou, mieux, le coût global de l'offre.

2. Cf. "L'offre économiquement la plus avantageuse". Cahier spécial n° 3 annexé au n° 5092 du *Moniteur* du 29 juin 2001.

## 8<sup>e</sup> concours Sécurité FNTTP 2002

### ■ LES OBJECTIFS DU PRIX SÉCURITÉ

Le nouveau "Concours sécurité" a pour objectif de fédérer les entreprises autour d'une démarche d'amélioration continue par l'intégration de la prévention des risques professionnels dans la stratégie de développement de leur entreprise. Il doit permettre :

- ◆ d'élaborer un recueil de savoir-faire des entreprises ;
- ◆ d'encourager les entreprises à développer ou améliorer la démarche en faisant appel si besoin aux CRAMS et à l'OPPBTB ;
- ◆ d'aider les entreprises à constituer un dossier qui pourrait leur être utile, en cas d'accident du travail ou de maladie professionnelle, survenu à l'un de leurs salariés, pour démontrer leur engagement sécurité santé et atténuer leur responsabilité pénale ;
- ◆ de valoriser ce savoir-faire auprès des instances européennes et internationales et plus particulièrement auprès de la FIEC et de l'OIT ;
- ◆ de faire prendre en compte l'expérience des entreprises françaises dans les débats européens et internationaux.

### ■ LES CRITÈRES D'ATTRIBUTION DES PRIX SÉCURITÉ

Pour prétendre remporter ce concours, les candidats ont dû remettre un dossier (sur la base d'un questionnaire référentiel détaillé) expliquant leur démarche d'amélioration continue. Ce dossier ne devait pas se contenter de déclarer mais démontrer les données avancées en établissant les liens entre les objectifs de l'entreprise et :

- ◆ son organisation ;
- ◆ les moyens mis en œuvre ;
- ◆ les actions engagées ;
- ◆ les résultats obtenus ;
- ◆ les améliorations nécessaires.

### L'ENGAGEMENT DE LA FNTTP ET DES SYNDICATS DE SPÉCIALITÉS

#### EN 1994 : PREMIER CONCOURS SÉCURITÉ FNTTP

En huit ans les entreprises de Travaux Publics ont, à effectif constant, diminué de 16 % le nombre d'accidents du travail avec arrêt et de 45 % le nombre d'accidents mortels.

*La FNTTP, pour sa part, a mis en œuvre son Comité sécurité et fédéré les compétences des entreprises. Elle participe également à l'élaboration d'outils mis à la disposition de la profession, le CD-Rom "MAEVA BTP" (méthode d'analyse et d'évaluation) et le code de bonnes pratiques sécurité/santé en cours de réalisation par EGF/BTP et l'Association des animateurs sécurité en entreprise du BTP (ASE BTP).*

*Les Fédérations régionales des Travaux publics (FRTP) jouent un rôle primordial pour adapter les volontés nationales aux spécificités du tissu économique régional. De nombreuses actions sont développées avec les représentants des entreprises et ceux des CRAM et de l'OPPBTB.*

*Quelques exemples :*

- la FRTP Pays de la Loire a créé son Comité sécurité ;
- la FRTP Rhône-Alpes a rénové l'enseignement sécurité dans les CFA et effectué des campagnes de communication sur la sécurité et la protection de la santé ;
- la FRTP Bourgogne réalise des séminaires et organise un concours sécurité ;
- la FRTP Poitou-Charentes organise une formation sur l'évaluation des risques ;
- la FRTP Languedoc-Roussillon intervient auprès des maîtres d'ouvrage pour que soit mieux prise en compte la sécurité dans les appels d'offres ;

*Les Syndicats de Spécialités, ont créé des groupes de travail, afin de proposer des solu-*

*tions aux problèmes que peuvent rencontrer les entreprises et apporter des avis éclairés dans le cadre du dialogue social.*

*C'est ainsi que :*

- le SERCE organise des forums et mène des actions de partenariats avec les maîtres d'ouvrage ;
- les Terrassiers de France ont élaboré un CD-Rom de formation à la conduite d'engins de terrassement ;
- EGF/BTP mène en participation avec l'ASE BTP des réflexions sur le management de la sécurité et de la santé ;
- l'USIRF réalise des études sur les risques épidémiologiques liés à l'utilisation de bitume ;
- le SOFFONS mène des actions relatives à l'utilisation des foreuses.

### COMPOSITION DU JURY

Le jury est présidé par :

**Daniel Tardy**

*Président de la FNTTP*

Les personnalités qui composent également le jury sont :

**Jacques Blancard**

*Directeur général de la FNTTP*

**Philippe Bourges**

*Ingénieur Conseil à la Direction des risques professionnels de la CNAMTS*

**André Clappier**

*Président de la Commission sociale de la FNTTP*

**Jean-Claude Macé**

*Administrateur de l'OPPBTB*

**Robert Piccoli**

*Chef du Bureau CT6 à la direction des Relations du travail*

**Jean-Pierre Stasi**

*Secrétaire général de l'OPPBTB*

**Jean-Charles Savignac**

*Directeur des Affaires Sociales de la FNTTP*

**Christian Lesouef**

*Direction des Affaires Sociales de la FNTTP*

Finalistes  
du concours sécurité  
FNTP 2002

## Liste des lauréats

### Mention spéciale

#### Colas Centre Ouest (102 salariés - Deux-Sèvres)

La politique de prévention développée par la Direction se déroule dans un contexte de partenariat fort, notamment avec le CHSCT.

On notera parmi les actions, la mise en place de :

- ◆ l'école du dos (formation des salariés pour prévenir les douleurs dorsales avec le concours de masseurs kinésithérapeutes);
- ◆ l'élaboration d'un livret d'accueil du personnel intérimaire, en partenariat avec des agences d'intérim;
- ◆ l'aménagement de postes de travail avec la participation de salariés concernés.

Cette démarche a permis à cette entreprise depuis plusieurs années, d'atteindre un zéro accident.

### Lauréat des entreprises de moins de 50 salariés

#### Gauthier SA (22 salariés - Haute-Garonne)

L'entreprise a montré qu'il était possible pour une petite entreprise d'intégrer la sécurité et la santé dans ses objectifs généraux.

La politique générale de Gauthier SA, s'articule autour du social, de la qualité/sécurité et de l'économie. Les membres du jury ont particulièrement apprécié dans le dossier de ce candidat :

- ◆ les actions permettant d'associer l'ensemble du personnel à la politique et aux objectifs sécurité;
- ◆ les moyens mis à disposition des salariés pour réaliser les objectifs;
- ◆ une démarche vis à vis des sous-traitants et intérimaires;
- ◆ des audits;
- ◆ un graphique destiné à mesurer, chaque trimestre, les écarts entre les objectifs de la politique générale de l'entreprise et ses résultats.

### Lauréat des entreprises de plus de 50 salariés

#### Eiffage Construction Haute-Normandie (151 salariés)

Cette entreprise générale, sous l'impulsion de son directeur régional Marc Franc, insuffle un état d'esprit sécurité à tout le personnel y compris les intérimaires.

Cette direction régionale a montré qu'elle a su s'approprier le système de management sécurité/santé. C'est ainsi que le manuel sécurité a été réalisé sur la demande des conducteurs de travaux et non pour répondre à une obligation.

Les membres du jury ont particulièrement apprécié :

- ◆ les liens entre les objectifs, les moyens et les résultats obtenus;
- ◆ l'intégration de la sécurité/santé dans la gestion des ressources humaines;
- ◆ la communication interne et externe.

Enfin il faut souligner que pour intervenir sur des sites industriels, cette entreprise doit satisfaire à des exigences de management de la sécurité/santé.

La relation entre la qualité du dossier du candidat et son aptitude à satisfaire à ces exigences, démontre que la prévention est une chaîne, dont le client est le premier maillon.

Entreprises	Syndicats de spécialité	Effectifs
<b>COLAS Centre Ouest</b> Monsieur Christian AGNELY COLAS Centre Ouest 5 rue des Sablières 79600 AIRVAULT Tél : 05 49 64 91 44	<b>USIRF</b> Union des syndicats de l'industrie routière française	<b>102</b>
<b>EIFFAGE Construction Haute Normandie</b> Monsieur Marc FRANC EIFFAGE Construction Haute Normandie 6 rue Jean Rostand BP 242 76142 Le Petit-Quévilly cedex Tél : 02 35 58 82 00	<b>EGF BTP</b> Les entreprises Générales de France BTP	<b>151</b>
<b>GAUTHIER</b> Monsieur Claude RIDOIRE S.A GAUTHIER 1 avenue GUTENBERG 31120 Portet sur Garonne Tél : 05 61 72 75 75	<b>STRRES</b> Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de Travaux en réparation et renforcement de structures	<b>22</b>
<b>GTM Précontrainte</b> Monsieur Philippe GUGGEMOS GTM Génie Civil et Services, département Précontrainte 61 avenue Jules Quentin 92003 Nanterre cedex Tél : 01 46 95 73 16	<b>SEDIP</b> Syndicat des entreprises distributrices de précontrainte par post-tension	<b>10</b>
<b>GTM Terrassement</b> Monsieur Xavier NEUSCHWANDER GTM Terrassement 61 avenue Jules Quentin 92003 Nanterre cedex Tél : 01 46 95 70 00	<b>SPTF</b> Syndicat professionnel des terrassiers de France	<b>784</b>
<b>KELLER</b> Monsieur Bertrand STOEHR KELLER Espace Plein Ciel, allée de l'Europe 67960 ENTZHEIM Tél : 03 20 17 72 33	<b>SOFFONS</b> Syndicat national des entrepreneurs de sondages, forages et fondations spéciales	<b>105</b>
<b>SADE Normandie</b> Monsieur HORTEFEUX SADE Normandie 12 boulevard Industriel BP 14 76301 SOTTEVILLE-Les ROUEN cedex Tél : 02 35 63 74 35	<b>Canalisateurs de France</b>	<b>380</b>
<b>SPIE TRINDEL Nord Picardie</b> Monsieur Bernard ANDRIEU SPIE TRINDEL, Nord Picardie 47 rue Pierre CURIE, BP 19 62217 BEAURAINS Tél : 03 21 50 53 00	<b>SERCE</b> Syndicat des entreprises de génie électrique	<b>629</b>
<b>SPIE BATIGNOLLES TPCI</b> Monsieur Gérard PETARD SPIE BATIGNOLLES TPCI 11 rue Lazare HOCHÉ 92774 Boulogne Billancourt 01 47 12 59 26	<b>Travaux Souterrains</b>	<b>475</b>
<b>TSO</b> Madame Emmanuèle PERRON Travaux du Sud-Ouest Chemin du Corps de Garde 77500 Chelles Tél : 01 64 72 72 00	<b>SETVF</b> Syndicat des entrepreneurs de voies ferrées de France	<b>442</b>