

# Travaux

JANVIER 2001 ♦ PONTS

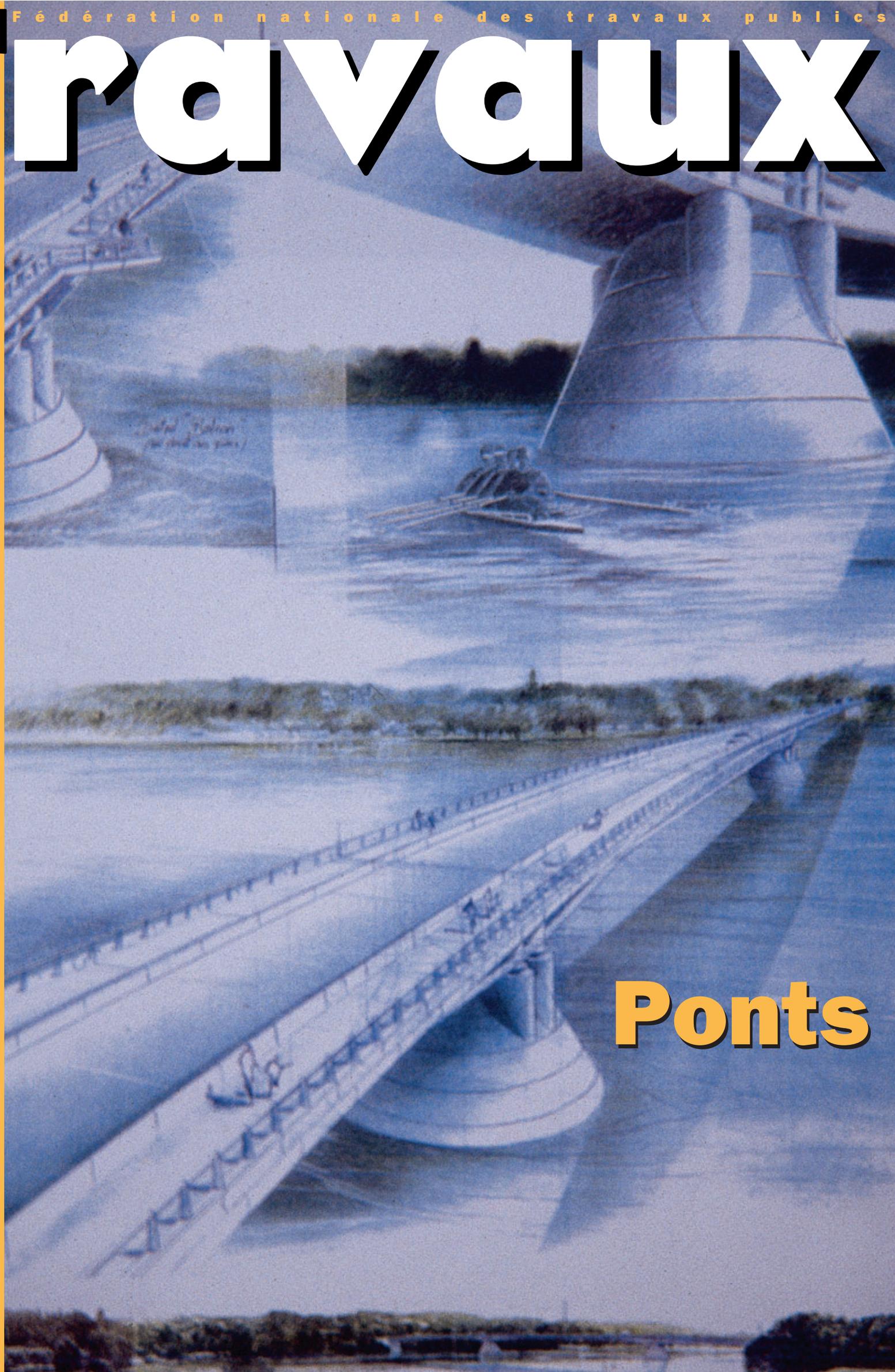
n° 771

- Le viaduc de l'Alsès
- Un pont-rail au lieu-dit "Le Fond du Val" à Rouen
- Des bow-strings jumeaux sur l'autoroute A 77
- Autoroute A 85. Le PS 13
- Le pont de Jassans dans l'Ain
- La construction par rotation de 11 PS sur la RN 10
- Le second viaduc de Pont Salomon
- Le viaduc du Chavanon
- Le pont haubané d'Uddevalla en Suède
- Un élévateur-transbordeur de 3 000 t à Cherbourg
- Les entreprises utilisatrices de la précontrainte et le SEDIP

TRAVAUX

N°771

## Ponts



# Travaux

# numéro 771

# janvier 2001

# Ponts

# sommaire



## Notre couverture

**Le pont de Jassans dans l'Ain. Élévation architecturale**

© J.-V. Berlottier

## DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

## RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier  
3, rue de Berri - 75008 Paris  
Tél. : (33) 0144133144

## SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart  
Tél. : (33) 024118 11 41  
Fax : (33) 024118 11 51  
E mail : Francoise.Godart@wanadoo.fr

## MAQUETTE

T2B & H  
8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris  
Tél. : (33) 0144648420

## VENTES ET ABONNEMENTS

Colette Robert  
RGRA  
9, rue Magellan - 75008 Paris  
Tél. : (33) 0140738005  
E mail : revue travaux@wanadoo.fr

France : 950 FF TTC  
Etranger : 1150 FF  
Prix du numéro : 115 FF (+ frais de port)

## PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle  
61, bd de Picpus - 75012 Paris  
Tél. : (33) 0144748636

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° 57304

## éditorial

**Daniel Tardy**

1

## actualités

7

## matériels

13

## PRÉFACE

**Pierre Bron**

17



◆ La déviation de Foix. Le viaduc de l'Alsace - *The Foix bypass. The Alsace viaduct*

**G. Pouliquen avec l'équipe pédagogique de la section BTS Travaux Publics du lycée Andréossy (Castelnaudary) : E. Marchisone, J.-P. Bascou, J.-M. Castel**

18



◆ Mise en place d'un pont-rails au lieu-dit "Le fond du Val" à Rouen

- *Construction of a rail bridge in the locality of "Le fond du Val" in Rouen*

**M. Triquet, B. Pitrou**

26



◆ Des bow-strings jumeaux sur l'autoroute A77 - *Twin bowstring bridges on the A77 motorway*

**J.-P. Ehrhardt, A. Rage, M. Chaabouni**

33



◆ A 85. Le PS 13. Les ouvrages mixtes à dalles préfabriquées en BHP, précontraintes et à connexion différée

- *A 85. Overpass PS 13. Composite structures with precast prestressed high-performance concrete slabs with deferred connections*

**Fr. Chevallier, J. Petitjean**

41



◆ Le pont de Jassans dans l'Ain. Un bipoutre "extra-ordinaire"

- *The Jassans bridge in the Ain region. An extraordinary dual-girder structure*

**G. Charreton, P. Berger, J.-V. Berlottier, J.-M. Chenot, P. Mathieu, R. Dubois**

48



◆ La construction par rotation de onze passages supérieurs dans le cadre de la mise aux normes autoroutières de la RN 10 entre Belin-Beliet (Gironde) et Saint-Geours-de-Mareme (Landes)

- *Construction of 11 overpasses by rotation in connection with the upgrading to motorway standard*

57

# Sommaire

janvier 2001

Ponts

**Dans les prochains numéros**

- Recherche et Innovation**
- Travaux urbains**
- Terrassements**
- Routes**
- Tunnel de Toulon**
- Sols et fondations**
- Eau**
- Environnement**
- International**



of highway RN 10 between Belin-Beliet (Gironde) and Saint-Geours-de-Maremne (Landes)

**Divers auteurs**

◆ Passage à l'Euro pour le second viaduc de Pont Salomon  
- *Going Euro on the second viaduct of Pont Salomon*  
**V. Dewilde, Fr. Dallot, F. Tavakoly, D. Guio, D. de Matteis**

62



◆ A89. Le viaduc du Chavanon. Quand la réalité rejoint la théorie  
- *A89. The Chavanon viaduct. When reality matches theory*

67

**P. Dublé**



◆ Le pont haubané d'Uddevalla en Suède  
- *The Uddevalla cable-stayed bridge in Sweden*

75

**Y. Bourmand**



◆ Un élévateur-transbordeur de 3000 t au service du pôle naval de Cherbourg  
- *A 3,000-t lift-ferry in the service of the naval district of Cherbourg*

82

**D. Aumont, J.-M. Allix, J.-Cl. Grandchamp, D. Nakache, Y. Bellier, L. Ziegler**



◆ Les entreprises utilisatrices de la précontrainte et le SEDIP  
- *Contractors using prestressing techniques and the SEDIP (Syndicat des entreprises distributrices de précontrainte par post-tension)*

89

**P. Bron**

**formation**

92

**répertoire des fournisseurs**

94

**ABONNEMENT TRAVAUX**

Encart après p. 48

## INDEX DES ANNONCEURS

CNETP .....	8	JEAN MULLER.....	2
DALLA VERA .....	15	JMB METHODES .....	4
DODIN .....	2È DE COUVERTURE	MESSE MUNCHEN .....	7
GETEC .....	10	RICHARD DUCROS .....	13
GFC CONSTRUCTION.....	11	SMA BTP.....	4È DE COUVERTURE
JEAN LEFEBVRE.....	6	TP TECH.....	14

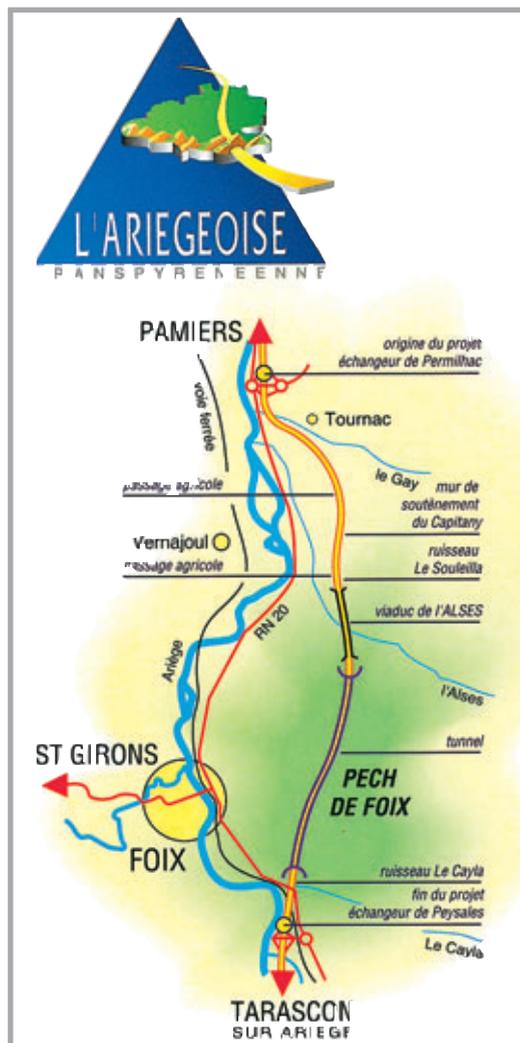
# La déviation de Foix Le viaduc de l'Alsès

La RN 20, maillon de la transpyrénéenne Toulouse/Barcelone présente un goulot d'étranglement dans sa traversée de Foix. Ce problème a été résolu par une déviation d'environ cinq kilomètres et demi en 2 x 2 voies. Ce projet comporte deux points singuliers, un tunnel de 2,13 km et le viaduc de l'Alsès de 500 m de long. Ce viaduc, ouvrage courbe en neuf travées, conçu en ossature mixte bipoutre métal avec hourdis béton, présente une largeur de 11,25 m et domine la vallée de l'Alsès d'environ 30 m.

Il a été réalisé en lots séparés par les entreprises Fougerolle-Borie pour le lot 1 génie civil et Eiffel pour le lot 2 charpente métallique.

Cet ouvrage, classique dans sa conception, est original dans la réalisation de ses piles et l'utilisation de coques coffrantes en béton armé préfabriquées par l'entreprise Prefabry, procédé méthode qui a permis une qualité de parement irréprochable.

Figure 1  
Plan de situation  
de la déviation  
Location of bypass



## ■ PRÉSENTATION DE L'OPÉRATION

### La déviation de Foix

Dans le département de l'Ariège, la RN20 assure le prolongement de l'itinéraire vers l'Espagne via le tunnel de Puymorens et constitue la liaison pyrénéenne Toulouse/Barcelone. La déviation de Foix constitue un maillon essentiel de l'aménagement de la RN20 en Ariège. Ce nouveau tronçon participe au désenclavement de l'Ariège et à la réduction des nuisances engendrées par le trafic de transit dans la ville de Foix (figure 1).

Cette déviation de 5,670 km est une route express avec une vitesse de référence de 100 km/h en section courante et 80 km/h dans le tunnel.

Le projet se décompose en trois parties principales :

- ◆ 2,5 km à 2 x 2 voies à flanc de coteau avec

1 000 000 m<sup>3</sup> de déblais et 200 000 m<sup>3</sup> de remblais ;

- ◆ un viaduc à deux voies de 500 m de long qui traversera la vallée de l'Alsès ;
- ◆ 2,130 km de tunnel avec une largeur roulable de 9 m et une hauteur libre de 4,50 m.

Le projet comporte également 12 ouvrages d'art courants dont trois murs de soutènement spéciaux. Le tracé évite au maximum les secteurs habités, tout en limitant les atteintes au paysage. Pour une meilleure intégration du tracé au site, les essences utilisées correspondront aux végétaux locaux.

Le doublement du tunnel et du viaduc de l'Alsès est en prévision pour s'aligner sur le tronçon de 2,5 km à 2 x 2 voies.

L'ouverture est prévue le 22 décembre 2000 mais le tunnel ne sera pas autorisé à cette date aux poids lourds. Des travaux complémentaires sont engagés pour le mettre aux normes en vigueur, en particulier un accès pompier à l'intérieur du faux plafond.

### Le viaduc de l'Alsès

Pour cet ouvrage de 500 m de long deux solutions de base ont été étudiées à l'appel d'offres : un projet totalement béton et un autre à ossature mixte. A noter qu'une traversée de la vallée de l'Alsès sur remblais avait été envisagée ; solution rapidement abandonnée pour des problèmes liés à l'environnement. De fait, la mise en place d'un remblais de grande hauteur détruirait le site de la vallée de l'Alsès. Cette solution engendrait toutefois une économie d'environ 45 millions de francs puisqu'elle permettait l'utilisation de matériaux en excédent sur l'ensemble du projet routier.

A ce propos, un important dossier d'étude d'impact et une enquête publique ont été réalisés largement en amont ; les projets étant à l'heure actuelle co-signés par le ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement et le ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement.

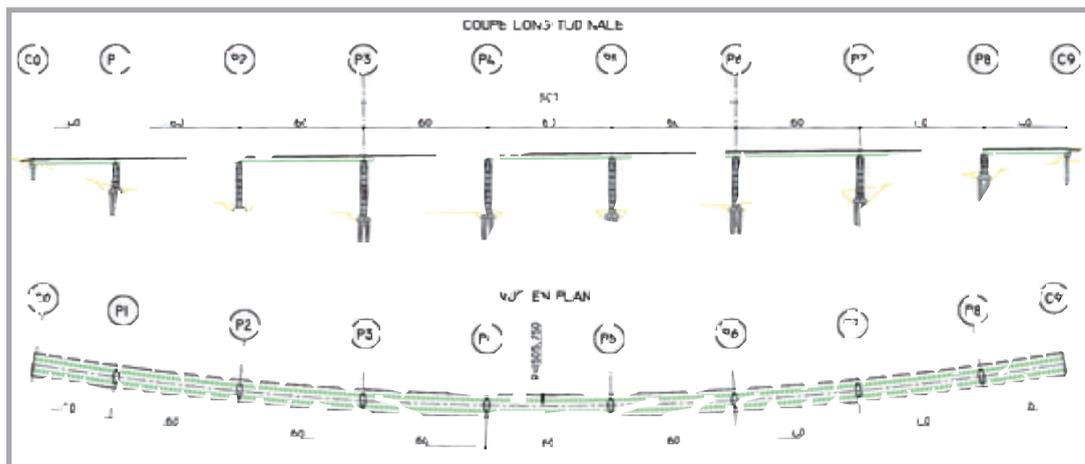
Les deux solutions "caisson en béton précontraint" et "ouvrage mixte" ont fait l'objet d'un appel d'offres en procédure dite "Val de Marne". Celle-ci diffère de l'appel d'offres en entreprise générale en apportant une variante par lots séparés. Des remarques émanant des entreprises de construction métallique en sont à l'origine.

De fait, lors d'un appel d'offres en entreprise générale, seules les entreprises spécialisées "béton" peuvent y répondre. Celles-ci s'orientent alors naturellement vers une solution béton au détriment

**Photo 1**  
**Vue d'ensemble**  
**de l'ouvrage terminé**  
*General view*  
*of the completed*  
*structure*



**Figure 2**  
**Coupe Longitudinale**  
**et vue en plan**  
*Longitudinal section*  
*and plan view*



de l'ouvrage mixte qu'elles devront sous-traiter en partie. La procédure type "Val de Marne" traite, pour la solution mixte, le projet en lots séparés mais, lors de l'appel à candidature "le bétonnier" doit proposer trois entreprises métallières avec lesquelles il accepte de travailler.

Le lancement de la consultation s'effectue alors pour la solution mixte par lots : le premier lot pour les ouvrages béton et le deuxième lot pour l'ossature métallique. A chaque enveloppe de "bétonnier" correspond trois enveloppes de "métalliers". La teneur des offres ainsi associées étant inconnues aux entreprises du premier lot, ces dernières n'ont pas la possibilité d'orienter le choix vers une solution béton à la différence de la procédure en entreprise générale ou cette dernière a connaissance des offres des "métalliers".

Pour le viaduc de l'Alsace, c'est l'offre "ouvrage mixte" qui s'est avérée la plus économique avec un écart d'un million de francs sur la construction en béton précontraint.

En général ce résultat est prévisible sur un ouvrage simple où l'ouvrage mixte est concurrentiel. La solution en béton précontraint aurait certainement été plus avantageuse si le doublement du viaduc avait été considéré simultanément.

La solution mixte a été proposée conjointement par les entreprises Fougerolle-Borie et Eiffel appartenant au même groupe Eiffage, pour un montant des travaux de 58,5 millions de francs environ. Fougerolle-Borie, entreprise mandataire a été rémunérée pour la coordination entre les deux lots.

Le deuxième lot représente environ 40 % du marché global (photo 1).

L'ordre de service est daté du 1<sup>er</sup> mars 1998 pour un délai d'exécution de 22 mois.

## ■ LES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE

Le viaduc de l'Alsace se situe dans le prolongement du tunnel, sortie nord. Il possède les caractéristiques suivantes (figure 2) :

- ◆ rayon en plan : 1500 m ;
- ◆ pente en long unique de 1 % ;
- ◆ largeur utile roulable : 10 m ;
- ◆ 8 piles de 14 m à 29 m fondées sur pieux ;
- ◆ 7 travées de 60 m et deux travées de 40 m ;
- ◆ ossature mixte de type bipoutre de 2,15 m de hauteur avec entretoises et pièces de pont ;
- ◆ tablier béton de 11,25 m de large et d'épaisseur variant de 0,25 à 0,40 m.

## ■ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

### Les fondations

La vallée de l'Alsace est constituée d'une première couche d'argile plastique de 3,5 m puis d'un substratum constitué de marnes alternant des zones altérées et compactes.

Des sondages exécutés à chaque emplacement de pile ou culée ont "cadré" le travail de l'entreprise sous-traitante.

La couche d'argile a été enlevée au préalable et les fondations des piles ont été réalisées dans les marnes par pieux tubés.

Les piles sont prévues pour reposer chacune sur six pieux de diamètre 1200 m. Les culées sont fondées chacune sur trois pieux de diamètre 1200 m de longueur 6 m pour C0 et 14 m pour C9. La profondeur des pieux sous piles évolue de 11 à 15 m.

### Gérard Pouliquen



INGÉNIEUR TPE  
 DDE de Foix

Equipe pédagogique de la section  
 BTS Travaux Publics du lycée  
 Andréosy (Castelnaudary) :

### Eric Marchisone



CHEF DE TRAVAUX  
 Lycée Andréosy (Castelnaudary)

### Jean-Pierre Bascou



PROFESSEUR AGRÉGÉ  
 DE GÉNIE CIVIL  
 Lycée Andréosy (Castelnaudary)

### Jean-Marc Castel



PROFESSEUR AGRÉGÉ  
 DE GÉNIE CIVIL

Figure 3  
Plan  
des piles  
Plan of piers

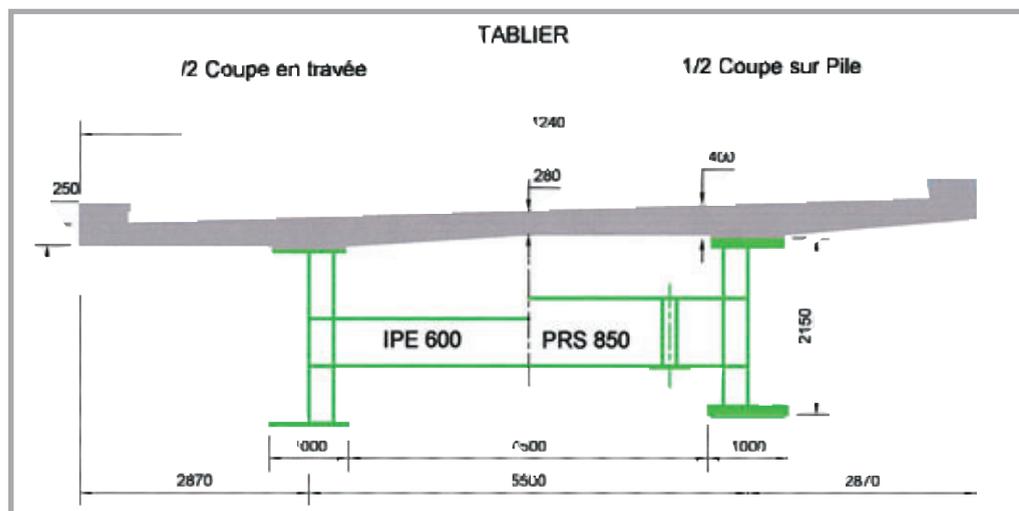
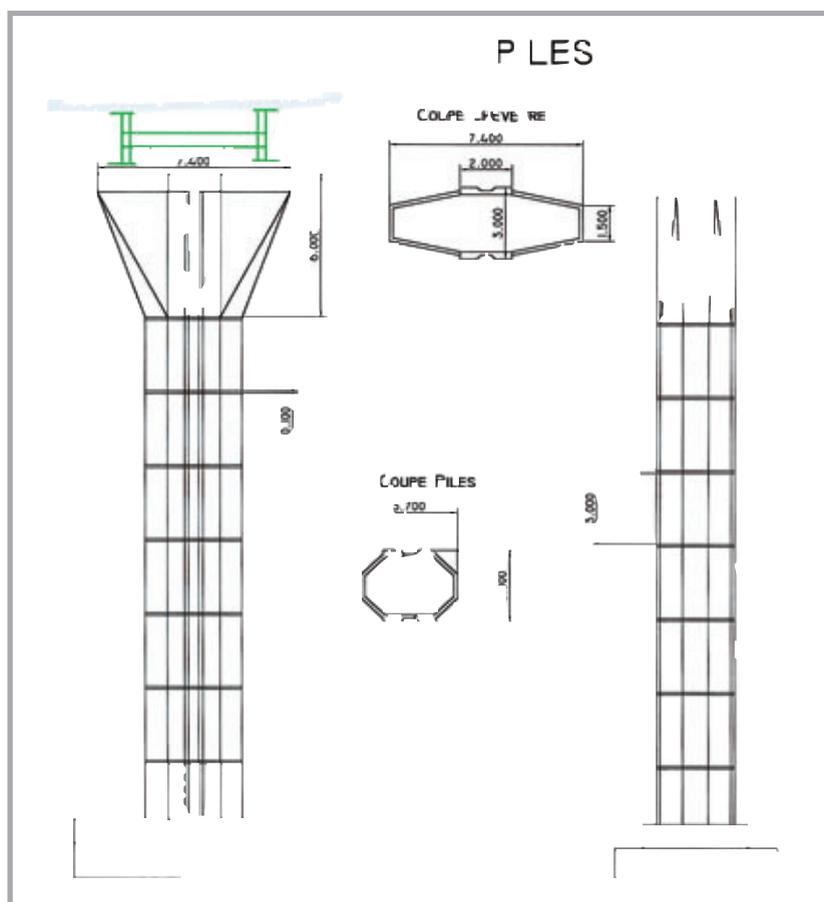


Figure 4  
Coupe  
transversale type  
Typical  
cross section

### Les piles

Les piles ont une hauteur variant de 14 à 29 m. Elles reposent sur les pieux par l'intermédiaire d'une semelle et d'une nervure. Elles sont constituées d'un fût de section constante avec des engravures horizontales de 0,10 m tous les 3 m et d'un chevêtre évasé en encorbellement de 6 m de hauteur (figure 3).

### Le tablier (figure 4)

#### L'ossature métallique

L'entraxe des poutres de 2,15 m de hauteur est de 5,50 m. Elles sont assemblées à des hauteurs dif-



férentes pour former le dévers de 2,5 % du tablier. Les poutres sont des profilés reconstitués soudés avec une semelle inférieure large de 1 000 mm et une semelle supérieure de 900 mm.

Les inerties des poutres varient :

- ◆ fortement sur les piles (semelle inférieure d'épaisseur 115 mm ; âme de 22 mm ; semelle supérieure d'épaisseur 100 mm) ;

- ◆ de manière moindre en travée (semelle inférieure d'épaisseur 40 mm ; âme de 20 mm ; semelle supérieure d'épaisseur 30 mm).

La connexion est assurée par des goujons connecteurs Ø 22 x 200.

Les entretoises courantes disposées tous les 7,50 m sont réalisées avec des profilés IPE 600 ; les entretoises sur piles sont des PRS de 850, et les pièces de pont des culées sont des HEB 800 connectés au tablier.

### Le hourdis

Le hourdis en béton armé a une largeur constante de 11,24 m avec un dévers de 2,5 %. Son épaisseur varie de 40 cm sur les poutres à 25 cm en rive (photo 2).

### Les équipements

Les équipements sont les suivants :

- ◆ barrière BN4 peinte en vert ;
- ◆ corniches caniveaux métalliques (caniveau en inox et habillage en tôle d'aluminium laquée de couleur verte) ;
- ◆ étanchéité avec une chape de 3 cm ;
- ◆ couche de roulement en béton bitumineux de 8 cm.

## LES MÉTHODES D'EXÉCUTION

Au cours de la période de préparation et lors de la réalisation des travaux Fougerolle-Borie et Eiffel ont toujours eu le souci d'étudier et de mettre

## LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Caractéristiques : ouvrage mixte
- Longueur de l'ouvrage : 500 m
- Nombre de travées : 9
- Longueur de la travée la plus longue : 60 m
- Pente longitudinale de l'ouvrage : 1 %
- Dévers : 2,5 %
- Rayon de courbure : 1 500 m
- Largeur du tablier : 11,25 m
- Largeur roulable : 10 m
- **Durée du chantier** : 22 mois
- **Coût** : 58,5 millions de francs (8 918 268 euros)

en œuvre des solutions originales, ceci afin d'optimiser les méthodes d'exécution et le produit fini. Toutes ces solutions ont été étudiées et réalisées en parfaite entente avec le maître d'œuvre. Elles sont détaillées dans le paragraphe suivant.

## Phasage des travaux

Les travaux comprennent plusieurs phases distinctes :

- ◆ installation de chantier et reprise des installations du tunnel tête nord ;
- ◆ terrassements pour les appuis ;
- ◆ paroi clouée pour conforter les talus à la pile P7 ;
- ◆ exécution des fondations (pieux) ;
- ◆ génie civil des culées et piles ;
- ◆ réalisation de l'ossature métallique et son lançage en plusieurs phases ;
- ◆ réalisation du tablier coulé en place avec deux équipages mobiles ;
- ◆ finition des culées (murs en retours, murs garde-grève) ;
- ◆ pose des superstructures.

## Organisation générale du chantier

L'ensemble de l'ouvrage a été exécuté avec des grues mobiles qui circulaient sur une piste de chantier desservant toutes les zones en activité. Un passage à gué a été aménagé pour franchir la rivière de l'Alsès. Le béton a été livré par camion toupie et mis en œuvre principalement par pompage.

L'effectif moyen comprenait 20 personnes avec des pointes à 30.

## Les types de béton

Ils sont différents selon les éléments à réaliser :

- ◆ pieux : B30 ;
- ◆ semelles et nervures des piles et culées : B30 ;
- ◆ fûts et chevêtres des piles : B40 ;
- ◆ hourdis du tablier : B35.

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### Maître d'ouvrage

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement

### Maître d'œuvre

DDE de l'Ariège - Subdivision étude et travaux neufs

### Contrôle

Europe Etude (Toulouse)

### Entreprises titulaires du marché

- Fougerolle Borie : génie civil
- Eiffel : charpente métallique



**Photo 2**  
Vue générale  
en phase de chantier  
*General view  
during works*

## Les appuis

### Les fondations profondes

Les fondations par pieux tubés ont été sous-traitées. La mise en place du tubage s'est effectuée par vibrofonçage. Le forage a été exécuté par plusieurs outils en fonction de la nature des terrains rencontrés :

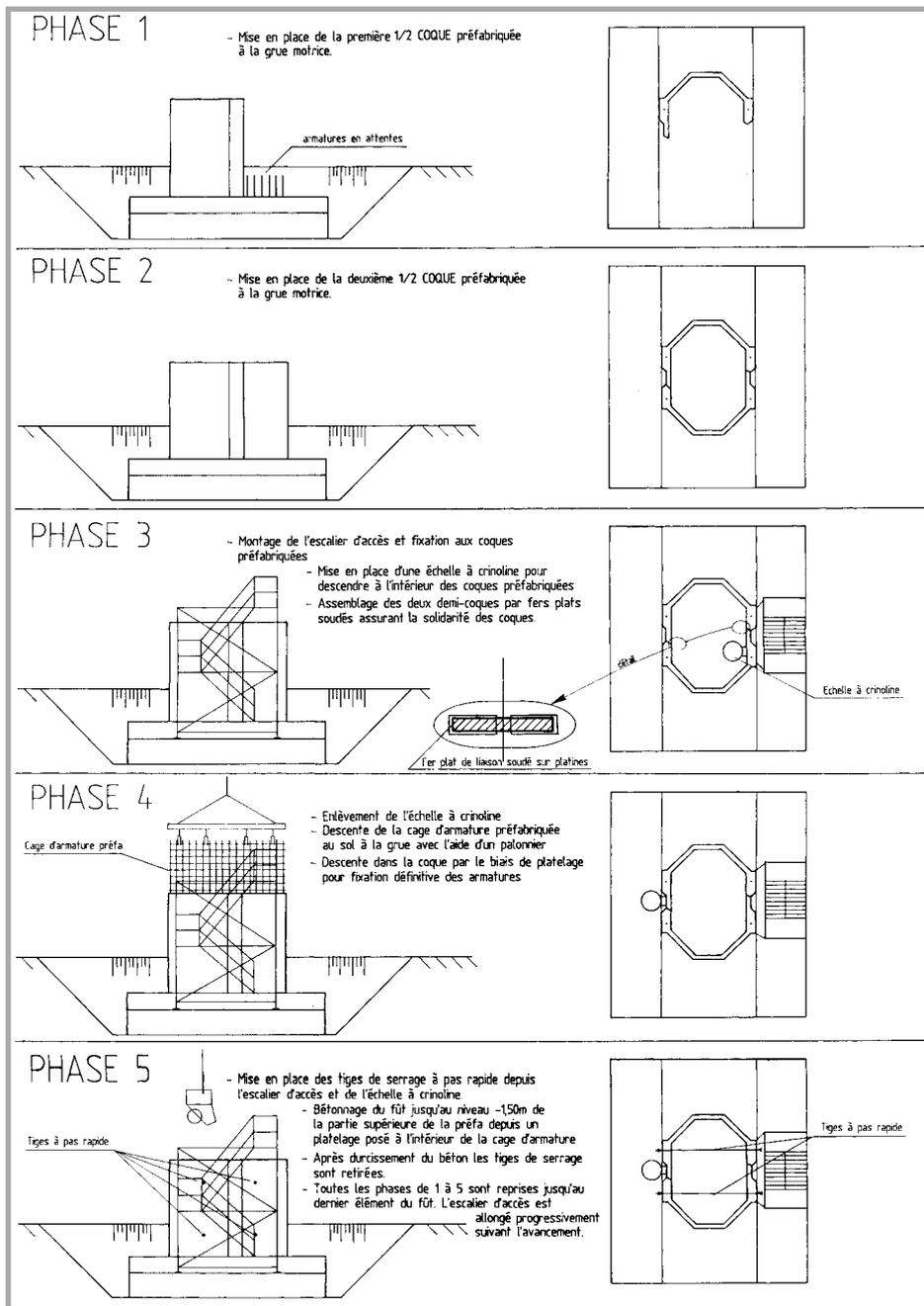
- ◆ les tarières : elles sont utilisées en forage à sec, en terrain meuble. Le type et l'angle d'attaque des dents varient selon la dureté du terrain. Les spires peuvent être plus ou moins serrées en fonction de bourrage intempestif du terrain entre les spires ou au contraire le vidage, au moment du relèvement de l'outil ;
- ◆ les carottiers : ils sont employés en forage dans les terrains durs et homogènes. Dans le cas de terrains secs, une certaine quantité d'eau doit être ajoutée afin de lubrifier les dents. La carotte obtenue est, soit remontée avec l'outil proprement dit, soit cassée en fond de forage à l'aide d'un trépan et remontée avec une tarière ou le *bucket* ;
- ◆ les trépans : ils servent principalement à franchir des obstacles erratiques (blocs, maçonneries...) ou des terrains très durs (calcaires, grès...). Les déblais obtenus sont remontés à l'aide de la tarière ou le *bucket* ;
- ◆ les *buckets* : utilisés en forage sous boue, ils sont munis d'un fond ouvrable par un dispositif de déclenchement afin de ramener en surface les matériaux de forage.

Au niveau de la pile P7, il a été jugé nécessaire, par précaution, de renforcer le talus avec une paroi clouée. Un léger risque de glissement potentiel a nécessité ce renforcement par tirants de 40 mm de diamètre et de 15 m de long, scellés au coulis.

### Les fûts de piles

L'utilisation de coffrages grimpants pour la réalisation de ces piles avait été retenu comme solution de base.

Des engravures avaient été prévues tous les 3 m par l'architecte du projet pour permettre les reprises



**Figure 5**  
**Phasage de réalisation des piles**  
**Pier construction phasing**

de bétonnage. Mais l'entreprise Fougerolle-Borie a proposé une solution innovante pour la réalisation de ces piles. Plutôt que de faire appel à des coffrages grimpants traditionnels, elle a proposé d'utiliser des doubles coques coffrantes en béton préfabriquées par l'entreprise locale Prefabay établie à Pamiers. Ces coques ont été coulées verticalement dans le sens de pose. D'une hauteur de 3 m, posées à la grue et clavées par pièces métalliques, elles servent de coffrage perdu. Le bétonnage de la partie interne peut s'effectuer sur toute la hauteur des coques.

Chaque coque de 12 cm d'épaisseur est autos-table.

Leur faible épaisseur imposait la mise en place de tiges d'ancrages pendant la phase de bétonnage. Les piles sont constituées d'une première levée de

hauteur variable puis de levées constantes de 3,00 m de hauteur.

La cinématique de réalisation (figure 5) d'une levée de fût de pile peut succinctement se décomposer comme suit :

- ◆ mise en place de la première demi-coque préfabriquée à la grue avec des douilles d'ancrages dans les éléments préfabriqués ;
- ◆ mise en place de la seconde demi-coque préfabriquée à la grue ;
- ◆ mise en place d'un escalier d'accès fixé aux coques ;
- ◆ mise en place d'une échelle d'accès à crinoline pour accéder entre les coques ;
- ◆ fixation des deux coques par fers plats soudés sur des pièces de liaisons ;
- ◆ enlèvement de l'échelle à crinoline ;
- ◆ mise en place de la cage d'armature préfabriquée au sol et posée à la grue ;
- ◆ descente dans la coque pour fixer les armatures ;
- ◆ mise en place d'une échelle à crinoline côté extérieur pour accéder aux tiges d'ancrages ;
- ◆ mise en place des tiges d'ancrages depuis l'escalier ;
- ◆ bétonnage du fût.

**Les chevêtres**

Dans la même logique de réalisation et dans un souci de qualité des parements finis, les chevêtres seront également composés de coques préfabriquées. Le chevêtre comportera quatre coques (deux en partie centrales et deux en encorbellement en forme de U). Les coques en forme de U ont été préfabriquées à plat.

Le volume plus important a nécessité un bétonnage en trois phases par tranche de manière à ne pas solliciter outre mesure les coques.

La cinématique de réalisation du chevêtre (figure 6) peut se décomposer de la manière suivante :

- ◆ mise en place de filières sur les derniers éléments de fût ;
- ◆ pose des coques centrales et fixation aux filières ;
- ◆ mise en place des U en encorbellement et maintien à la grue pendant la fixation des éléments par soudage de fers plats sur pièces de liaisons ;
- ◆ mise en place des tiges d'ancrages ;
- ◆ bétonnage du chevêtre.

Ce procédé a permis un gain de temps considérable (environ trois mois) et une qualité de parement irréprochable. Cette technique qui tend à se développer, se heurte parfois à une géométrie inconciliable et il est utile de sensibiliser les architectes à ce type de contraintes.

**Le tablier**

**Les poutres métalliques**

Dès l'appel d'offres, la pose de l'ossature métallique a été envisagée par lançage qui s'est déroulé, depuis une plate-forme, située derrière C9.

Compte tenu de la proximité de la tête nord du tunnel, cette plate-forme de 85 m de long par 20 m de large ne permettait pas d'assembler plus d'une travée à la fois. La structure a donc été lancée en neuf phases soit l'équivalent d'une travée.

Pour les lançages au-dessus des travées courantes de 60 m, l'assemblage s'est fait avec deux tronçons de longueur 28 et 32 m dont les poutres avaient un poids maximum de 46 t (poutres sur piles de 28 m).

Les poutres étaient transportées par paires par camions spécial, puis posées sur des camarteaux pour réaliser l'assemblage des poutres et des entretoises.

La structure a été ensuite posée sur des chaises de lançage à patin de glissement. Les piles et culées étaient également équipées de ces chaises. L'ossature a été lancée avec un avant-bec de 23 m qui permettait à la première travée de 40 m de franchir les travées de 60 m.

Le poids total de l'ossature est de 1 350 t, ce qui a justifié le dispositif de traction constitué d'un treuil de 10 t et d'un câble mouflé en six brins (figure 7).

### Le hourdis béton

#### Les armatures

A ce niveau, le type de marché influence la méthodologie d'exécution. Dans un marché en entreprise générale, le lançage des armatures du tablier avec l'ossature métallique peut être envisagé du fait que les entreprises travaillent en symbiose. En lots séparés, les problèmes sont plus complexes car le calcul des poutres métalliques doit être revu pour tenir compte de la charge supplémentaire amenée par les armatures. Le cloisonnement des deux marchés ne permet que très difficilement cette prise en compte.

Tout le ferrailage a été préfabriqué par tronçons de 10 m sur la plate-forme à l'arrière de C9.

Les cages ont été façonnées sur des gabarits de montage reproduisant la sous-face du hourdis, puis elles ont été lancées sur des chariots "fardiens" à l'aide de deux treuils électriques disposés sur les culées. Un treuil de rappel permettait de ramener les câbles de halage.

Les chariots roulaient sur la partie centrale des poutres entre deux files de connecteurs.

Les cages d'armatures étaient rigidifiées transversalement par des tubes métalliques incorporés aux cages et récupérés ensuite. De plus, elles étaient équipées sur leur périphérie de tubes soudés aux aciers où prenaient place les potelets des garde-corps.

Le viaduc présentant une courbure de rayon 1500 m, quelques problèmes ont dus être résolus. Les treuils d'une même culée tirant chacun dans l'axe de chacune des poutres de courbure différentes ont dû travailler en vitesse différentielle.

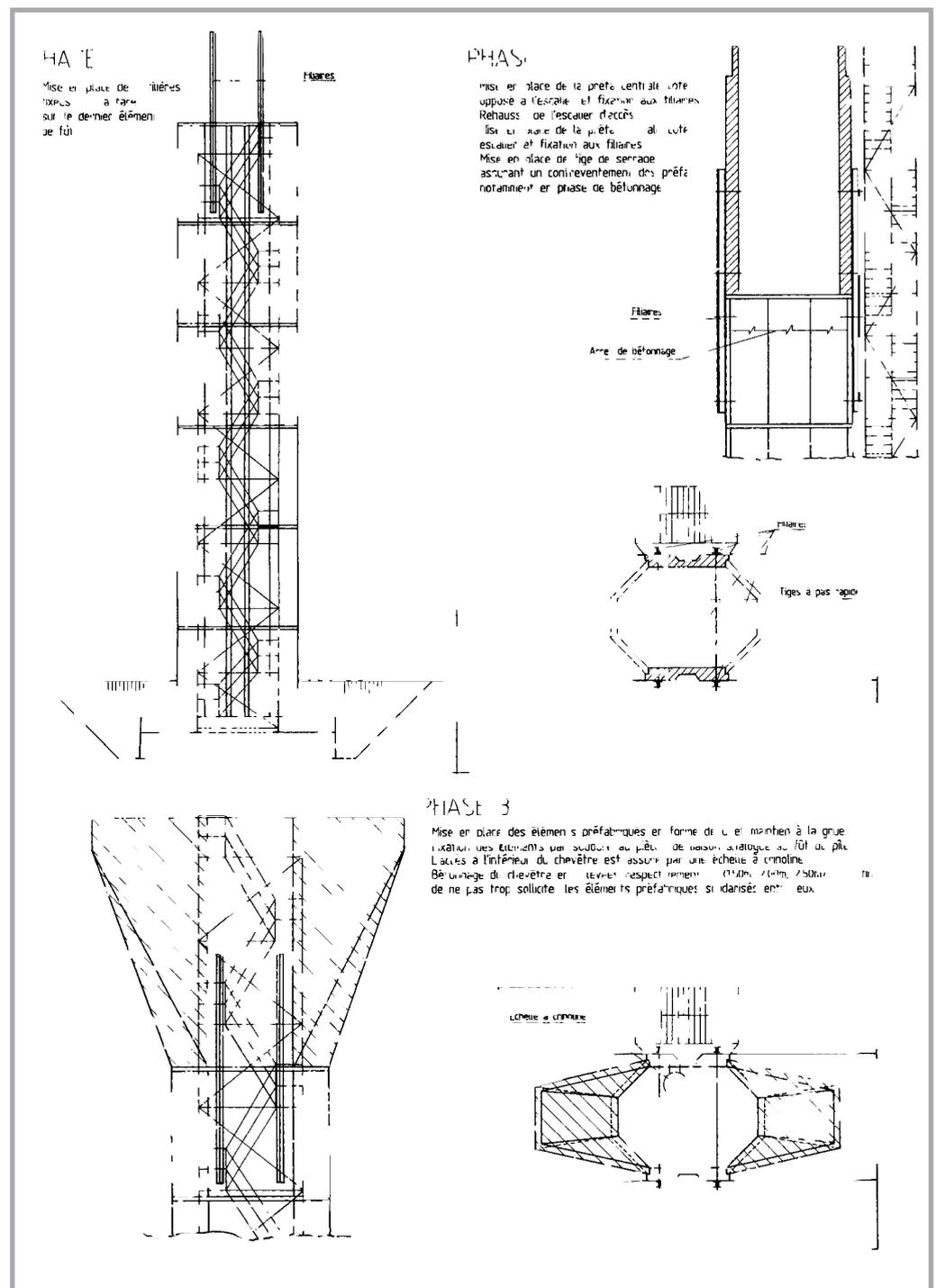


Figure 6  
Phasage de réalisation  
des chevêtres

#### Frame construction phasing

En cas de problème, une passerelle mobile autorisait, où qu'elle soit, l'accès à la cage d'armatures. En cas de blocage accidentel des chariots, celle-ci était accompagnée par un technicien, en liaison radio permanente avec l'opérateur des treuils. Une fois arrivées en position définitive, les cages d'armatures étaient soulevées au moyen de tabourets reposant sur les P.R.S. ; les chariots transporteurs étaient alors évacués puis les cages redescendues en position définitive. Après une période d'adaptation, les cages ont pu être lancées par groupe de trois, soit sur une longueur de 30 m, la dimension de la plate-forme de

Figure 7  
Phasage  
de lancement  
de la structure  
métallique  
*Structural  
steelwork launch  
phasing*

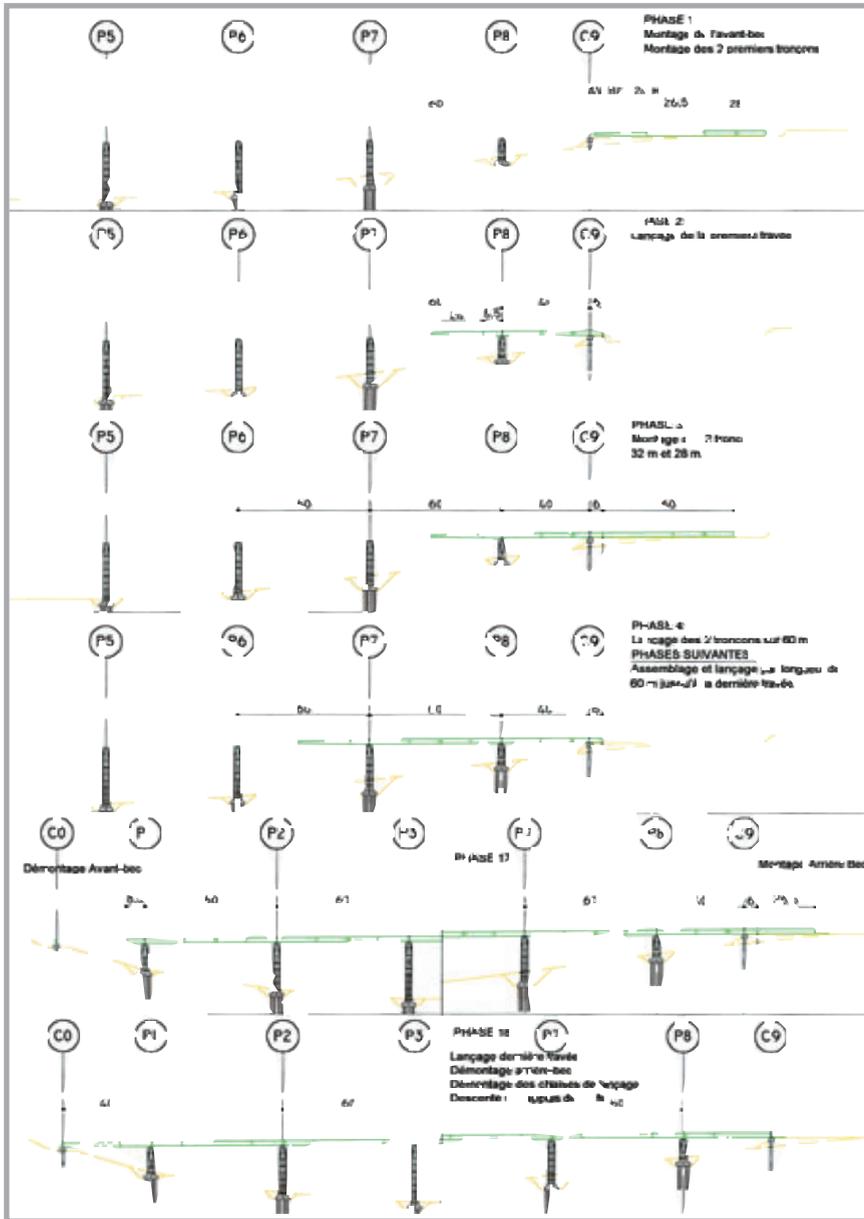


Photo 3  
Treuil  
de lancement  
*Launching  
winch*



Photo 4  
Aire  
de lancement  
*Launching  
area*



montage des cages le permettant (photos 3, 4, 5, 6 et 7).

*Le béton*

Le hourdis du tablier a été découpé en quarante-deux plots de 12 m de long et un plot de 8 m. Il a été exécuté à l'aide de deux équipes mobiles loués chez Demathieu & Bard et adaptés à la géométrie de l'ouvrage. L'équipage mobile, constitué par une structure treillis de 52 t, était déplacé avec deux treuils de 2 t fixé sur les entretoises courantes. Les murettes BN4 furent coulées en même temps que le hourdis.

Le coffrage de la partie centrale entre les poutres glissait sur des patins placés sur les entretoises. Une nacelle automotrice roulant sur les semelles inférieures était utilisée pour accéder sous la partie centrale.

Le hourdis a été réalisé par la méthode du piano-tage. Un équipage était chargé de bétonner trois plots en travée, et le second équipage exécutait plus tard deux plots sur appuis. Le bétonnage s'effectuait de C0 vers C9.

Cette organisation autorisait, toutes les 48 heures, un bétonnage assuré par une pompe à béton située sur la piste de chantier et alimentée par des camions toupies. Une pompe de secours était prévue mais son utilisation s'est limitée à des contrôles de bon fonctionnement. La hauteur maximum de pompage a été de 28 m (photo 8).

■ CONCLUSION

Les tractations s'étant effectuées sereinement pour un montant des travaux raisonnable, ce chantier s'est déroulé dans une ambiance relativement saine loin d'un contexte fortement concurrentiel où les prix sont plus "serrés". Dans ce cas, on observe parfois des stratégies peu glorieuses nuisant à l'ambiance générale, voire à la qualité de l'ouvrage. La relation financière est donc fondamentale pour la qualité de l'ouvrage.

Ce chantier a fait l'objet d'un suivi régulier par les élèves futurs techniciens supérieurs en Travaux publics du lycée Andréossy de Castelnaudary. Il y ont puisé auprès des professionnels – toujours ouverts et disponibles malgré des cadences soutenues –, des sommes considérables d'informations et d'expérience. Mais ces résultats n'auraient pu être obtenus sans le pilotage et la disponibilité de l'équipe de la DDE de Foix, responsable de l'ouvrage et, en particulier de M. Pouliquen qui a pris une part active à la rédaction de cet article.

Ce contexte relationnel a permis de donner une double dimension à l'ouvrage, la dimension de service public inhérente à la destination du viaduc mais aussi une dimension humaine par le partage des compétences des hommes d'expériences vers les constructeurs de demain.

Ils seront peut-être amenés à travailler prochainement dans le département de l'Ariège, où d'autres chantiers importants sont programmés, en particulier la déviation d'Ax-les-Thermes, ville d'eau située à 41 km de Foix. Cette déviation, actuellement à l'étude, comprendra cinq ouvrages d'art :

- ◆ un viaduc de 330 m probablement en béton précontraint ;
- ◆ un viaduc de 120 m ;
- ◆ deux ouvrages plus classiques ;
- ◆ un ouvrage en estacade de 150 m.

A un horizon plus lointain, la déviation de Tarascon entre Foix et Ax-les-Thermes est prévue. La liaison pyrénéenne de Toulouse/Barcelone et le désenclavement de l'Ariège seront alors réalisés.



**Photo 5**  
**Avant-bec**  
**Cutwater**



**Photo 6**  
**Appareil**  
**d'appui glissant**  
**sur culée**  
**Sliding bearing**  
**on abutment**



**Photo 7**  
**Fixation de la poulie**  
**de rappel sur culée**  
**Attachment of return**  
**pulley on abutment**



**Photo 8**  
**Equipage mobile en position courante**  
**Travelling formwork in position**

stands out with its original piers and the use of reinforced-concrete shuttering shells prefabricated by the company Prefabay, a method that yielded perfect facing quality.

## RESUMEN ESPAÑOL

### La variante de Foix. El viaducto del Alsès

*G. Pouliquen, conjuntamente con el equipo pedagógico de la sección BTS Travaux Publics del liceo Andréossy (Castelnaudary) : E. Marchisone, J.-P. Bascou y J.-M. Castel*

La carretera nacional RN 20, eslabón de la transpirenaica Toulouse/Barcelona presenta un cuello de botella en su travesía de la ciudad de Foix. Este problema se ha resuelto por medio de una variante de unos cinco kilómetros y medio en 2 x 2 carriles. Este proyecto incluye dos puntos singulares, o sea, un túnel de 2,13 km y el viaducto del Alsès de una longitud de 500 m. Este viaducto, en esviaje formado por nueve tramos, proyectado en estructura mixta de doble viga de metal y entramado de hormigón, presenta una anchura de 11,25 m y domina el valle del Alsès de unos 30 m aproximadamente.

Su ejecución se ha efectuado en lotes separados por las empresas constructoras Fougerolle-Borie para el lote 1 de ingeniería civil y Eiffel, para el lote 2, estructura metálica.

Esta obra, convencional por su concepto, es original en cuanto a la ejecución de sus pilares y la utilización de láminas de encofrado de hormigón armado prefabricadas por la empresa Prefabay, procedimiento que obedece a un método que ha permitido alcanzar una calidad de paramentos irreprochable.

## ABSTRACT

### The Foix bypass. The Alsès viaduct

*G. Pouliquen with the training team of the Public Works BTS section of the Andréossy Lycée (Castelnaudary) : E. Marchisone, J.-P. Bascou, J.-M. Castel*

Highway RN 20, the Trans-Pyrenees Toulouse/Barcelona link, runs into a bottleneck when crossing Foix. This problem was solved by a bypass of about 5.5 km with dual two-lane carriage-ways. This project has two outstanding features, a tunnel of 2.13 km and the Alsès viaduct 500 m long. This viaduct, a curved structure with nine span sections, designed with a composite metal-concrete framework, has a width of 11.25 m and crosses the Alsès valley at a height of about 30 m.

It was completed in separate sections, with section 1 (civil engineering) being handled by Fougerolle-Borie and section 2 (structural steelwork) by Eiffel. This structure, of conventional design,

# Mise en place d'un au lieu-dit "Le fond

La réalisation de la future liaison TEOR à Rouen a nécessité la construction d'un ouvrage spectaculaire au lieu-dit Le fond du Val. Cet ouvrage, d'une longueur totale de 100 m, présente les particularités, de posséder une travée isostatique en béton précontraint de 61 m de portée d'une part, d'avoir entièrement été mis en place par AUTORIPAGE® (tablier et culées simultanément) d'autre part. La collaboration entre les équipes SNCF et JMB Méthodes a encore une fois permis de proposer au maître d'ouvrage une solution technique audacieuse, à réaliser dans des délais très courts.

## ■ CONTEXTE DU PROJET (photo 1)

Dans le cadre de l'aménagement du territoire, le district de l'agglomération de Rouen réalise une voie de transport en commun routier, nommée "Transport Est Ouest Rouennais" (TEOR), qui intercepte la ligne SNCF Paris/Le Havre dans la partie ouest de l'agglomération Rouennaise, au lieu-dit Le fond du Val.

Le site, très urbanisé, est situé en limite de la commune de Mont-Saint-Aignan, à deux kilomètres de la Seine. La ligne SNCF, qui comporte deux voies de circulation électrifiées, est en remblai, à flanc de colline. De ce fait, le remblai présente une coupe transversale dissymétrique, d'une hauteur de 10 m environ, côté Mont-Saint-Aignan, de presque 20 m côté Seine.

circulations, préjudiciable pour le respect des cadences de passage.

Les solutions classiques de construction en place des appuis, sous tabliers auxiliaires, ne pouvaient donc être retenues. Seule une coupure simultanée des deux voies de la ligne d'une durée de 64 heures était envisageable. La construction du pont-rails devait donc se faire entièrement à côté de son futur emplacement, parallèlement à la ligne.

Comment concevoir un ouvrage d'une longueur importante, et le ripper entièrement pendant une interception de courte durée, de sa position de construction à sa position définitive ?

La SNCF a réalisé de nombreuses fois la construction d'ouvrages entiers à côté de leur position définitive, les mettant en place ensuite dans une coupure de durée réduite grâce au procédé AUTORIPAGE®. Cette technique aujourd'hui éprouvée constituait une piste de réflexion intéressante qui devait rapidement être adoptée, compte tenu des avantages qu'elle présentait vis-à-vis de l'exploitation de la ligne durant les phases de construction du pont.

Le contexte géotechnique peu favorable et la longueur de l'ouvrage excluaient toute solution d'ouvrage monolithique, tel que ceux mis en place par le procédé AUTORIPAGE® habituellement : la souplesse du radier aurait été incompatible avec d'éventuels défauts de portance au cours du ripage.

L'idée a donc consisté à concevoir deux cadres indépendants, portant un tablier isostatique entre eux. L'ensemble est ripé simultanément. De cette façon, chaque cadre peut réagir de manière indépendante au comportement du sol.

## ■ CONTEXTE GÉOTECHNIQUE

La principale difficulté de cette opération résidait dans la nature du sol en place. Celui-ci était constitué successivement :

- ◆ d'un remblai reconstitué à l'aide des déblais issus des excavations des tunnels encadrants, constitué de blocs plus ou moins gros disposés à l'origine de la construction de la ligne par couches déposées à partir d'une voie mère, le remblai avait une nature très hétérogène. L'absence d'archives sur la construction de cette portion de ligne (réalisée par les Anglais), empêchait la connaissance précise de la nature du remblai. Les quelques sondages réalisés étaient ponctuels et ne permettaient pas d'apprécier ses variations de consistance ;
- ◆ de limons sablo-argileux compressibles ;

Photo 1

Le site de l'ouvrage. Au premier plan, la culée "Le Havre" en construction

Site of the structure. In the foreground the "Le Havre" abutment under construction



Les concepteurs de TEOR ont opté pour un tracé sinueux respectant des pentes limitées à 4 % et des rayons de courbures de 27 m minimum. TEOR coupe la ligne SNCF avec un biais de 27 degrés, puis plonge à flanc de talus ferroviaire, quasiment parallèlement à celui-ci, avant de bifurquer vers la Seine.

Il est prévu à moyen terme de réaliser une deuxième voie routière, ayant une pente plus importante (8 à 10 %), parallèlement à TEOR, dont le projet devait ménager le passage. L'ouvrage doit donc pouvoir dégager une ouverture de 60 m entre appuis. A ces contraintes, il faut rajouter celles liées à l'exploitation ferroviaire de la ligne, "stratégique" pour la SNCF en terme de volume de trafic (supérieur à 30 millions de tonnes par voie et par an). Il n'était donc pas question de créer de ralentissement des

# pont-rails du Val" à Rouen

◆ de sables verts avec une nappe légèrement en charge.

Les études géotechniques préliminaires faisaient état, dans les remblais de circulations d'eau et d'absence de cohésion (indiquant probablement l'absence par endroits de matrice entre les blocs). Sous les remblais, la couche sablo-argileuse semblait présenter une grande compressibilité (les essais œdométriques prévoyaient à certains endroits jusqu'à 17 cm de tassement de courte durée sous l'action d'une charge équivalente à celle de l'ouvrage).

Les pressions limites dans les remblais et dans les sables argileux étaient de l'ordre de 0,4 à 0,8 MPa, avec quelques zones de faiblesse à 0,25 MPa dans la couche limoneuse.

## ■ AUTORIPAGE® : CONTRAINTES IMPOSÉES PAR LA MISE EN PLACE

Le procédé AUTORIPAGE® consiste à préfabriquer un ouvrage sur un radier, à l'extérieur de son futur emplacement. Ce radier est appelé radier de pré-fabrication ou radier de guidage. En effet, l'une de ces fonctions est également de guider l'ouvrage futur vers son emplacement définitif.

Un système de câbles (de type câbles de précontrainte) relie l'avant du radier de guidage à l'arrière de l'ouvrage devant être déplacé. Le ripage de l'ouvrage est assuré par des vérins, à l'arrière de l'ouvrage ripé et exerçant une traction sur les câbles. Le raccourcissement des câbles fait avancer l'ouvrage sur le radier de préfabrication, puis sur le terrain, comme un tiroir glisse dans son logement. Afin de limiter le frottement entre l'ouvrage ripé d'une part, le radier de guidage d'autre part, le terrain enfin, un coulis à base de bentonite est injecté entre les surfaces de glissement.

Au fur et à mesure que l'ouvrage progresse, le terrassement du sol en place est réalisé à l'avant.

La réussite d'une opération classique d'AUTORIPAGE® d'un ouvrage par cette méthode réside essentiellement dans six paramètres :

1. La maîtrise de l'état de surface du radier de guidage : une planéité médiocre est source de portances localisées et de frottements importants ;
2. La précision des guides latéraux du radier de guidage. Ceux-ci garantissent en effet la trajectoire en plan de l'ouvrage ripé.

De la même manière, si les guides ne sont pas rigoureusement parallèles et convergent vers l'avant

de l'ouvrage, un blocage est possible en cours de ripage ;

3. La maîtrise du comportement du terrain à l'avant du radier de l'ouvrage ripé, lorsque celui-ci est porté d'une part par le sol, d'autre part par le radier de guidage. Cette maîtrise permet de régler la trajectoire en niveau de l'ouvrage ripé. Elle est étroitement liée à la précision du terrassement à l'avant du ripage et à l'acquisition des mesures permettant de définir le terrassement à réaliser ;

4. La précision du terrassement du terrain, sur les côtés de l'ouvrage ripé, au fur et à mesure de son avancée ;

5. Une pression sous le radier de l'ouvrage ripé quasi constante en cours de ripage, afin d'éviter tout basculement latéral ou longitudinal ;

6. Le maintien de la bentonite à l'avant du radier, sur le terrain terrassé.

La non réalisation de l'une des six conditions peut entraîner des problèmes ou un blocage de l'ouvrage en cours de ripage. En effet :

◆ les deux premières conditions sont génératrices de coincements ou de frottements très importants entre l'ouvrage et son radier de préfabrication ;

◆ la troisième peut entraîner soit des frottements (si l'ouvrage ripé a tendance à "plonger" dans le terrain, à cause d'un défaut de portance de celui-ci : l'ouvrage rabote alors le terrain), soit un défaut de nivellement important (si le réglage du terrassement à l'avant de l'ouvrage ripé n'est pas bon) ;

◆ la quatrième peut le cas échéant entraîner des frottements latéraux sur les joues de l'ouvrage ripé, si une distance suffisante pour son passage n'a pas été ménagée ;

◆ la cinquième se traduit généralement par une plongée, soit latérale, soit longitudinale de l'ouvrage, avec comme conséquence le second point (troisième condition) énoncé ci-dessus ;

◆ la sixième entraîne une augmentation du frottement par suppression du lubrifiant au droit de la surface de glissement et peut initier les problèmes précédemment présentés.

Enfin, chacun de ces défauts peut générer des à-coups, du fait de l'allongement des câbles de précontrainte sous l'effet de la traction des vérins, sans mouvement des cadres, jusqu'à ce que le frottement terrain/radier du cadre soit libéré : le raccourcissement élastique instantané des câbles peut générer alors une accélération non négligeable. Dans le cadre d'un ouvrage monolithique, cette accélération n'est pas dommageable. Par contre, dans le cas de cette opération, les phénomènes dynamiques engendrés entraînent une accélération du

**Michel Triquet**  
CHEF DE LA SECTION OPS2 -  
DÉPARTEMENT DES OUVRAGES  
D'ART DU PATRIMOINE  
SNCF Direction de l'Ingénierie

**Bernard Pitrou**  
DÉPARTEMENT DES OUVRAGES  
D'ART DU PATRIMOINE  
SNCF Direction de l'Ingénierie

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maitre d'ouvrage**

Réseau Ferré de France

### **Maitre d'ouvrage délégué**

Délégation Infrastructure Normandie  
SNCF

### **Maitre d'œuvre**

SNCF - Etablissement Equipement  
Porte Océane Le Havre

### **Maitre d'œuvre études, conception, contrôle**

SNCF - Pôle Ingénierie de la région  
de Rouen et direction de l'Ingénierie

### **Réalisation sous brevet JMB Méthodes**

#### **Entreprise générale**

Groupement Quille - GTM Construction

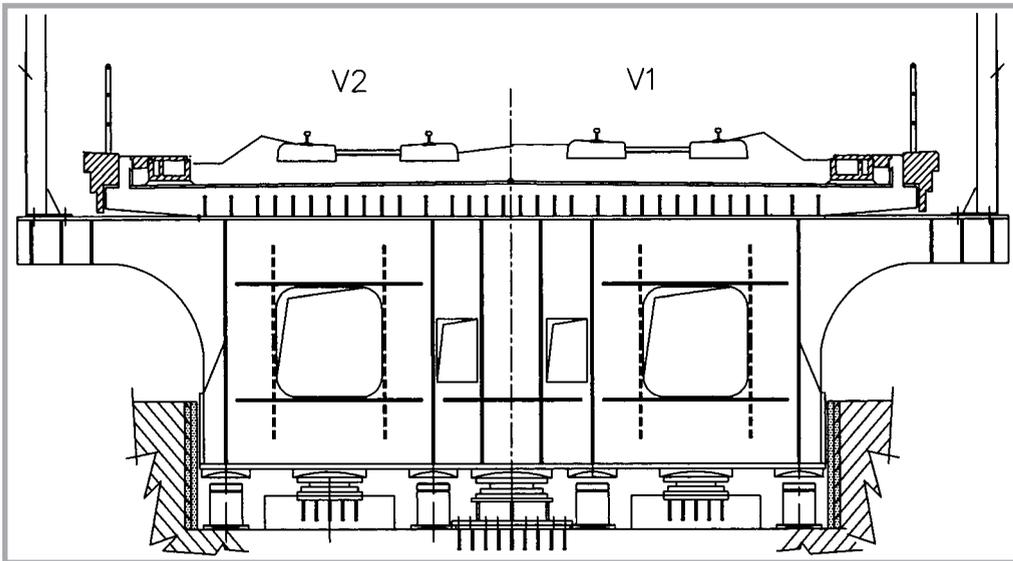
- Terrassement : Quintoli
- Fondations spéciales : Soletanche Bachy
- Mise en place des vérins et AUTORIPAGE® : V.S.L.
- Précontrainte du tablier : GTM Construction
- Ferrailage : SAMT
- Etanchéité : SOPAE - Jean Lefebvre

#### **Bureau d'études**

- BET Quille
- JMB Méthodes

#### **Financement**

Communauté d'agglomérations Rouennaise avec la participation du Conseil régional de Haute-Normandie, du Conseil général de Seine-Maritime et de l'Etat



**Figure 1**  
Coupe transversale de l'ouvrage sur la culée "Paris" : Les butées latérales - L'appareil d'appui fixe central - Les appareils d'appuis définitifs

*Cross section of structure on "Paris" abutment : The side abutment vaults - The central fixed bearing - The final bearings*

de mettre en œuvre une puissance de poussage totale égale à 0,71 V, soit 42 000 kN. Trois vérins de type SLU 580 ZPE 1000, alimentés à une pression "normale" maximale de 400 bars, et développant chacun un effort de 7 380 kN ont donc été mis en œuvre sur chaque culée.

La traction a été réalisée à l'aide de trois câbles 55T15 S classe 1860 MPa par culée. Le système de traction mis en œuvre est dit à câbles internes, car les câbles coulisent dans des goulottes entre les radiers de préfabrication et de la culée. Dans le cas présent, un câble était situé dans l'axe du radier de préfabrication, les deux autres sur les rives. Leur section permet de limiter également les allongements avant déplacement de la structure, sous l'effort de traction.

Pour cette opération, les contraintes précédentes étaient augmentées, car :

- ◆ il s'agissait de ripper deux cadres distants de plus de 60 m ;
- ◆ les trajectoires des cadres devaient être voisines, sinon parallèles, du fait du tablier qu'ils supportaient ;
- ◆ le poids total de l'ouvrage ripé (2 000 t pour chaque culée, 2 000 t pour le tablier, soit au total 6 000 t) exerçait une pression verticale sur le terrain égale à 0,13 MPa contre 0,07 MPa habituellement. Cette pression devait pouvoir être soutenue, tant en phase de ripage, qu'en phase de construction ;
- ◆ le poids total de la structure imposait une puissance de poussage égale à 5 200 t ;
- ◆ le ripage se terminait à flanc de talus, avec des risques de grand glissement potentiels ;
- ◆ le tablier devait être dans une configuration d'appuis qui le rende isostatique lors de l'opération de ripage, afin de supprimer tout transfert de charge incontrôlable sur les cadres (appuis sur trois points) ;
- ◆ enfin, compte tenu de la faible portance du sol et des culées en situation "perchée", un confortement en sous-œuvre des fondations ou du sol était nécessaire, une fois l'ouvrage en place, afin de pérenniser l'assise des cadres. La conception du radier des cadres culées devait en tenir compte.

## ■ PROJET PRÉSENTÉ EN APPEL D'OFFRES (figure 1)

L'ouvrage projeté était à l'origine composé de deux cadres (culées creuses) portant un tablier bi-caisson mixte (acier/béton) de 63 m de portée. Du fait de son implantation, la culée "Le Havre" se trouve légèrement perchée au-dessus du tracé de TEOR (1,5 m). La culée "Paris" se situe au-dessus de la future chaussée contiguë à TEOR (3 m).

La longueur des culées est de 20 m. Elles sont constituées d'un cadre à deux travées, associé à des murs en aile assurant le maintien ultérieur des terres et le raidissage de l'ensemble en phase



**Photo 2**  
Le tablier en béton précontraint en phase de construction. Coulage sur cintres  
*The prestressed-concrete deck during construction. Pouring on centres*

► tablier porté par les deux culées, générateur de couples de basculement et de modification du diagramme des pressions au sol en cours de ripage. Pour la SNCF, une fois l'opération de ripage démarrée, un blocage du système est inconcevable, pour des raisons politiques et économiques : Il n'y a qu'à imaginer l'impact d'une coupure des deux voies de la ligne Paris/Le Havre (200 trains par jour en moyenne) pour s'en convaincre.

C'est pour cela, et à titre de retour d'expérience d'opérations passées, que la SNCF a imposé la mise en œuvre d'une puissance de ripage conséquente : le principe consiste à supposer une perte totale du coulis bentonitique et à prendre en compte un coefficient de frottement ouvrage/terrain égal au frottement interne du sol, avec un coefficient de sécurité de 1,5. Pour un terrain courant, présentant un angle de frottement interne de 30°, l'effort ultime mobilisable dans la chaîne de traction vaut :

$$H = V \times 1,5 \times \tan \varphi', \text{ soit } H = 0,87 V, \text{ où } V \text{ représente le poids total de l'ouvrage.}$$

Dans le cas de cet ouvrage, compte tenu de sa masse, il avait été accepté lors de l'appel d'offres

de ripage. Les deux piédroits situés côté "chaussée" sont verticaux, le piédroit arrière est quant à lui constitué d'une joue inclinée à 45°, destinée à "coller" au plus près du terrassement à 1/1 et réduire ainsi la durée des opérations de remblaiement lors de la mise en place de l'ouvrage.

L'ouvrage était prévu préfabriqué côté nord de la ligne (côté rue du Renard), aussi près que possible du remblai, afin de limiter les quantités mises en œuvre et la longueur du ripage. A cet effet, une paroi berlinoise était réalisée devant chaque radier, permettant ainsi d'avancer la zone de préfabrication de 5 m environ dans le corps du remblai. La longueur à riper était ainsi inférieure à 27 m.

Cette solution présentait les avantages suivants :

- ◆ un tablier réalisant un compromis entre souplesse et rigidité, afin d'une part d'autoriser un certain permixif dans les trajectoires des cadres, d'autre part de respecter les contraintes imposées par l'exploitation ferroviaire (notamment en terme de limitation de déformations sous circulations);
- ◆ deux cadres dimensionnés pour présenter un diagramme de pression au sol quasi rectangulaire, tant en phase de ripage, qu'après celle-ci, avant réalisation du confortement des fondations;
- ◆ des terrassements réduits en phase de mise en place, du fait de l'élançement du tablier (hauteur 3 m).

Compte tenu de la nature du sol, les radiers de préfabrication devaient reposer sur des éléments de fondations profondes, constituées de 15 barrettes de 2,80 m x 1 m, de 20 m de profondeur.

Le système d'appuis provisoires du tablier en cours de ripage devait pouvoir résister aux à-coups éventuellement générés par la mise en place des cadres, le tablier constituant dans ce cas une masse en hauteur qui peut plus ou moins être accélérée. Les accélérations relevées sur un précédent ouvrage ont permis de définir deux seuils correspondant aux états limites et les efforts horizontaux correspondants, exercés par le tablier sur chacune des culées :

- ◆ ELS →  $\gamma = 0,3$  g, H = 4 000 kN;
- ◆ ELU →  $\gamma = 0,5$  g, H = 8 000 kN.

La mise en œuvre de palées latérales en béton armé de part et d'autre du tablier a permis de résoudre ce problème, tout en rigidifiant l'avant du radier. Constituées d'éléments préfabriqués, emboîtés les uns dans les autres et maintenus à l'aide de barres Macalloy Ø 40 mm et Ø 50 mm, ces palées permettent également d'entraîner latéralement le tablier. Leur épaisseur était de 80 cm. Des dispositifs de butée élastiques, à base de néoprène, permettant d'absorber l'énergie développée et de transférer l'effort aux culées ont été ajoutés. Le projet prévoyait en solution de base de conforter le terrain en sous-œuvre de la manière suivante :

- ◆ mise en œuvre, par culée, de 18 colonnes de *jet grouting* de gros diamètre (1,90 m), de longueur



**Photo 3**  
Les radiers de préfabrication et les vérins de poussage. Ouvrage en cours de ripage

*The precasting area and the launching jacks. Structure during shifting*

importante (supérieure à 10 m). Sous le piédroit d'appui du tablier, les colonnes étaient jointives et au nombre de six;

- ◆ réalisation de puits marocains de 3,5 m de profondeur et de 1,5 x 1,5 m de section.

Le projet laissait ouvertes les variantes suivantes :

- ◆ système de fondations des radiers après mise en place par des barrettes au lieu de colonnes de *jet grouting* et des puits marocains;
- ◆ structure de tablier.

La durée de mise en place de l'ensemble tablier-culées par la méthode AUTORIPAGE® était de 64 heures. Le volume des terrassements était de l'ordre de 13 000 m<sup>3</sup>.

## ■ VARIANTE RETENUE À L'OUVERTURE DES OFFRES

(photo 2)

Lors de l'ouverture des offres, le groupement d'entreprises Quille - GTM a proposé la variante suivante au projet :

- ◆ tablier en béton précontraint de 61 m de portée;
- ◆ fondations des cadres en position définitive, réalisées par des barrettes.

La proposition du groupement d'entreprises, moins chère que la solution de base, devait être retenue. Certains points devaient toutefois être réglés :

- ◆ le tablier en béton précontraint présentait une rigidité très importante. Quel allait être son comportement en cours de ripage ?
- ◆ l'augmentation de la masse à riper était sensible (+ 10 %) par rapport au projet de base. Le comportement du terrain s'en trouvait dégradé;
- ◆ la longueur du tablier devait être raccourcie à 61 m entre axes d'appui, afin d'une part de conserver un diagramme de pressions au sol quasiment rectangulaire, d'autre part de préserver une certaine pertinence économique de la solution proposée en variante : le tablier de 61 m de portée, constituait toutefois un record pour un ouvrage ferroviaire isostatique en béton précontraint!
- ◆ le volume des terrassements dans la coupure passait de 13 000 m<sup>3</sup> à 15 000 m<sup>3</sup>.

## LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Poids de l'ouvrage : 6 000 t
- Tablier caisson en béton précontraint isostatique de 61 m de portée - Précontrainte principale : 15 unités 37T15S - Précontrainte additionnelle : 2 unités 37T15S extérieures
- Longueur totale de l'ouvrage : 100 m
- Effort de traction retenu : 5 200 t
- Pression moyenne au sol pendant le ripage : 1,3 bar
- Délai de réalisation : 12 mois
- **Montant de l'opération** : 41,7 millions de francs
- **Montant de la part ouvrage d'art** : 36,3 millions

**Photo 4**  
Cadres culées  
et tablier  
avant ripage  
*Abutment  
and deck frames  
before shifting*



**Photo 5**  
L'appui provisoire central  
côté "Paris". Les dés définitifs  
en attente de coulage  
(après ripage). Les vérins  
de réglage du tablier en niveau  
et assiette après ripage  
*Temporary central bearing  
on "Paris" side. The final  
blocks ready for pouring  
(after shifting).  
The deck level  
and height adjustment jacks  
after shifting*



## ► ■ CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

### Les berlinoises et les radiers de préfabrication (photo 3)

Le chantier a débuté par la réalisation des berlinoises devant les radiers de préfabrication. La réalisation des forages réceptionnant les poteaux de ces berlinoises a mis en évidence la présence de vides dans le corps de remblai, confirmant ainsi le rapport géotechnique qui faisait état de circulations d'eau.

Lors de la réalisation des barrettes des radiers de préfabrication, des pertes importantes de bentonite ont été constatées, obligeant le groupement d'entreprises à adapter la composition du coulis et à réaliser un prétraitement de la périphérie des forages, à l'aide d'une légère injection.

Le radier de guidage de la culée Paris a présenté un défaut de parallélisme des guides. La convergence des guides s'est produit vers l'avant. La mise en œuvre de cales d'épaisseur variable, soudées sur les équerres de guidage, a permis de corriger le défaut.

Le radier de préfabrication et ses fondations ont été réalisés en B28.

### Les cadres culées (photo 4)

Les cadres culées sont en fait, des culées creuses. La culée côté Le Havre recevra dans un futur proche une station TEOR. Le radier a donc été conçu et

réalisé compatible avec des accès aux personnes à mobilité réduite. Des ascenseurs permettant l'accès à un futur quai SNCF sont prévus depuis le radier de la culée, en parallèle d'escaliers.

Le radier des cadres a été réalisé afin de répondre aux exigences suivantes :

- ◆ réalisation de zones non armées pour le passage des futures barrettes. Ces zones, remplies au béton maigre en phase de construction, permettent de conserver une certaine rigidité au radier pour l'opération d'AUTORIPAGE®. Elles ont été démolies après mise en place. Les barrettes ont été réalisées en sous œuvre au travers des réservations ainsi ménagées. Le clavage des barrettes a été réalisé, après reconstitution de la continuité des armatures du radier à l'intérieur des réservations, à l'aide de manchons de couplage réglable ;
- ◆ le radier devait pouvoir supporter, en situation provisoire, les opérations de construction, de mise en place par AUTORIPAGE® et la phase transitoire, sous passage des circulations ferroviaires, avant réalisation des barrettes ;
- ◆ ce radier formant en phase provisoire une sorte de "boîte à œufs", a reçu une précontrainte extérieure provisoire, afin de pouvoir supporter les inversions de moments qu'il pouvait subir en cours de ripage. Cette précontrainte a été réalisée par quatre unités de 15T15S sur la culée 'Paris' et de six unités sur la culée 'Le Havre'.

Les culées ont entièrement été réalisées en B40, hors barrettes de fondation en B28.

### Le tablier en béton précontraint - Ses appuis définitifs et provisoires - Les joints d'extrémité

#### Le tablier

Le tracé de la précontrainte relève du cas d'école dans le cas d'un ouvrage isostatique. Les unités de précontrainte principale et additionnelle sont du type SEEE système fût, type 37.620, nuance T15.7. La précontrainte principale est assurée par 15 unités. La précontrainte additionnelle par deux unités (extérieures).

Le tablier a été coulé en cinq tronçons, en béton B40, sur cintres appuyés sur des pieux Ø 600 mm, de 20 m de longueur environ. Sa portée est de 61 m et sa hauteur de 4,5 m.

#### Les appuis provisoires du tablier pendant l'AUTORIPAGE® (photo 5)

Le système d'appui en phase provisoire devait être constitué d'un tripode, afin de ne pas créer de transfert de charge sur les culées, ainsi qu'un minimum de torsion dans un tablier réputé raide par essence.

La culée 'Paris' a été considérée comme "maître" vis-à-vis des déplacements en plan du tablier. La culée 'Le Havre' a, quant à elle, été retenue com-

me maître vis-à-vis des déplacements verticaux et de l'inclinaison du tablier.

Les appuis provisoires devaient admettre des rotations dans toutes les directions, qui pouvaient être initiées par une trajectoire différente en plan et en altitude des deux culées. Le système d'appuis retenu a fait appel à des appareils d'appuis à pot. Sur la culée 'Paris', un appareil d'appui fixe, a été installé au milieu de l'entretoise d'about du tablier (renforcée en conséquence). Sur la culée 'Le Havre', deux appareils d'appui multidirectionnel ont été disposés sous les âmes du caisson en béton précontraint.

Le permisif de la mise en place a été défini comme suit :

- ◆ tolérance de nivellement moyen d'un cadre sur l'autre : 100 mm ;
- ◆ tolérance d'inclinaison d'un cadre par rapport à l'autre, en position définitive :  $\pm 10$  cm aux extrémités, dans toutes les directions.

La conception des joints d'about du tablier, comme les dispositions relatives aux appareils d'appuis définitifs devaient prendre en compte ces tolérances. Cela s'est traduit par deux actions :

1. Conception de joints sous ballast dits "à couteau" permettant l'obtention de souffles égaux à :
  - culée 'Paris' : mini 188 mm, maxi 312 mm,
  - culée 'Le Havre' : mini 4 mm, maxi 496 mm ;
2. Réalisation des dés d'appuis définitifs et scellement des appareils d'appuis définitifs après ripage de l'ouvrage, afin de pouvoir corriger d'éventuels défauts de nivellement et d'inclinaison du tablier.

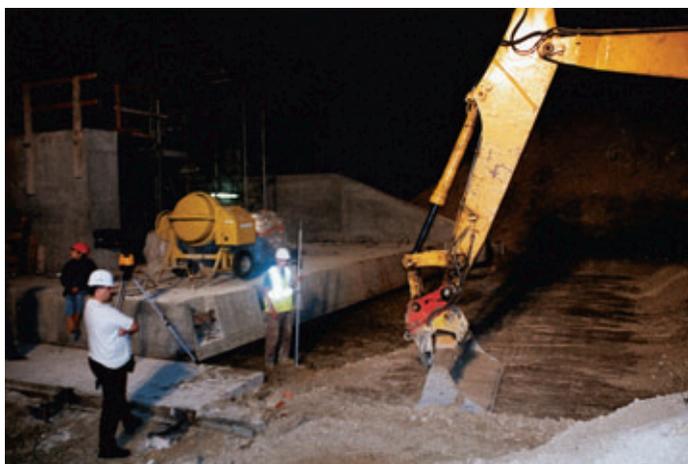
### L'opération de ripage (photos 6 et 7)

Afin de sécuriser l'opération de ripage, compte tenu de certaines incertitudes demeurant sur la consistance du remblai, six tirants précontraints de 100 t ont été réalisés côté Paris, permettant de "clouer" cette partie de remblai, de grande hauteur, vis-à-vis des phénomènes de grand glissement. Les seuils d'alerte et d'alarme en cours de manœuvre ont été les suivants :

- ◆ pression d'alerte dans les vérins : 270 bars, correspondant à un effort de 500 t par vérin ;
- ◆ pression d'alarme dans les vérins : 380 bars, correspondant à un effort de 700 t par vérin ;
- ◆ seuil d'alerte pour les accélérations du tablier : 0,3 g ;
- ◆ seuil d'alarme pour les accélérations du tablier : 0,5 g.

Les accélérations ont été mesurées grâce à une instrumentation du tablier : des accéléromètres et des cordes optiques ont été disposés dans le caisson BP.

De même, les pressions des vérins ont été relevées, ainsi que les trajectoires des cadres, mesurées par des télémètres laser. Un point de contrôle des trajectoires devait pouvoir être réalisé tous les 2 m ; à cet effet, un géomètre a été mobilisé par



**Photo 6**  
Côté Paris. Préparation du plan de ripage au godet cureur

*Paris side. Preparation of shifting surface with bucket*

culée. L'ensemble des mesures (pression des vérins, trajectoire, accélérations) a été analysé en temps réel dans le poste de commande de l'opération.

L'opération de ripage a débuté par les travaux de dépose des installations caténaire, de signalisation et de la voie.

Le terrassement du corps de remblai (15 000 m<sup>3</sup>) a été réalisé à l'aide de cinq pelles et de tombeaux de 10 à 12 m<sup>3</sup>, en 27 heures, soit une moyenne de 65 camions/heure. L'évacuation des déblais s'est faite par le côté sud du remblai, grâce à la future plate-forme TEOR, aménagée en parallèle de l'exécution des travaux. Les profilés de berlinoise ont été recépés 10 cm sous le radier de préfabrication. Une zone de dépôt des déblais a été aménagée à 300 m en contrebas du site.

Puis le ripage a débuté. Le principal problème a été rencontré sur la culée 'Le Havre', où un défaut de portance du cadre ripé sur le sol s'est manifesté. Malgré les rechargements et le compactage dynamique réalisé à l'avant du radier, au fur et à mesure de l'avancée, l'avant du cadre est descendu de 20 cm environ en dessous de son niveau théorique, tandis que l'arrière du cadre descendait de 10 cm (phénomène de basculement) : la tolérance de mise en place était tout juste respectée !

Après la mise en place, les phases d'injection sous le radier ont débuté, ainsi que le scellement des appareils d'appuis définitifs. Le remplissage à l'arrière des voiles a été réalisé à l'aide de béton en deux phases, le tablier servant de buton aux culées pour éviter tout basculement sous la poussée hydrostatique du béton au coulage.

### Réalisation des fondations sur barrettes, après mise en place, en sous-œuvre des cadres

Après démolition des réservations, nettoyage des alvéoles et un prétraitement du remblai analogue à celui réalisé sous les radiers de préfabrication, les barrettes définitives, de hauteur moyenne 21 m et de dimension 1 m x 2,8 m ont été réalisées à l'intérieur des cadres culées. Le clavage des barrettes sur les radiers des culées a été réalisé dans un ordre précis, limitant les risques de report de charge.



**Photo 7**  
Côté Le Havre. Rechargement du sol avec du ballast pour corriger la trajectoire du cadre

*Le Havre side. Ground overlaid with ballast to correct the path of the frame*

► ■ PHASAGES - DURÉES

**Phasage de construction de l'ouvrage avant ripage**

On peut le retracer comme suit :

- ◆ terrassements généraux - Installations de chantier ;
- ◆ réalisation du maintien des terres au droit des installations de signalisation par gunitage ;
- ◆ réalisation des berlinoises et des barrettes des radiers de préfabrication, butonnage des berlinoises sur les premières files de barrettes ;
- ◆ réalisation des radiers de préfabrication ;
- ◆ réalisation des cadres, en ménageant des ouvertures dans la traverse et le mur de front pour le passage des vérins de mise en tension des câbles de précontrainte du tablier ;
- ◆ quasiment en parallèle de celle-ci, réalisation des fondations des cintres de coffrage du tablier, puis coulage de celui-ci ;
- ◆ mise en œuvre de la précontrainte principale et contrôles ;
- ◆ fermeture des ouvertures laissées dans les coulées pour le passage des vérins ;
- ◆ réalisation des tirants de stabilisation du remblai côté Paris.

**Réalisation de l'AUTORIPAGE® - Phases - Durées**

Réalisée vendredi du 26 août à 0h40 au lundi 28 août à 15h30, l'opération s'est déroulée comme suit :

- ◆ dépose des voies et des installations SNCF : 5h30 ;
- ◆ terrassements : 23h45 ;
- ◆ compactage du plan de ripage : 1h45 ;
- ◆ AUTORIPAGE® proprement dit : 11 h ;
- ◆ mise sur appuis définitifs, injections sous coulées, mise en œuvre des joints, quarts de cônes, remplissage à l'arrière des voiles inclinés : 11 h ;
- ◆ repose de la voie et des installations SNCF : 8h45.

Les premiers trains ont été autorisés à circuler à l'heure prévue initialement, garantissant ainsi le succès complet de cette opération.

**ABSTRACT**

**Construction of a rail bridge in the locality of "Le fond du Val" in Rouen**

*M. Triquet, B. Pitrou*

The setup of the future TEOR link in Rouen required the construction of an impressive bridge in the locality of "Le Fond du Val." This structure, with its total length of 100 m, is characterised by its prestressed-concrete isostatic section of 61 m span, on the one hand, and the use of the AUTORIPAGE® system for its construction (deck and abutments built simultaneously), on the other. Cooperation between French Railways (SNCF) and JMB Méthodes once again made it possible to offer the client a bold technical solution completed within very short deadlines.

**RESUMEN ESPAÑOL**

**Construcción de un puente ferroviario en el lugar denominado "Le Fond du Val" en Rouen**

*M. Triquet y B. Pitrou*

La ejecución del futuro enlace ferroviario TEOR, en Rouen (Francia) ha precisado la construcción de una estructura espectacular en el lugar denominado "Le Fond du Val". Esta estructura, de una longitud total de 100 m, presenta diversas particularidades como, por ejemplo, un tramo isostático de hormigón pretensado de 61 m de luz y haber sido implantada por AUTORIPAGE® (tablero y estribos simultáneamente). La colaboración entre los equipos de los Ferrocarriles Franceses (SNCF) y JMB Méthodes habrá permitido, una vez más, proponer a la empresa cliente una solución técnica audaz y una ejecución en plazos sumamente cortos.

# Des bow-strings jumeaux sur l'autoroute A77

Les viaducs de Pannes et de Briare sont deux ouvrages exceptionnels de l'autoroute A77. Ils ont pour caractéristiques de permettre le franchissement d'un canal par un ouvrage de type "bow-string métallique" et d'une rivière adjacente, par un ouvrage d'accès de type "bipoutre ossature mixte". Conçus pour supporter à terme 2 x 3 voies de circulation, avec leur arc central de 86 m de portée, les bow-strings de l'A77 constituent les plus grands ouvrages de cette configuration, réalisés à ce jour en Europe.

Pour la construction de ces ouvrages, dans un délai court, il a été fait appel à des techniques et des procédés originaux. L'utilisation d'éléments préfabriqués pour le génie civil est un atout de rapidité, de sécurité et de qualité. Le lancement du bow-string de Briare en utilisant l'ossature de l'ouvrage d'accès comme "support de lancement" est une étape forte de la mise en place.



**Photo 1**  
Le viaduc de Pannes,  
mis en service en novembre 1999  
*The Pannes viaduct commissioned in November 1999*

L'autoroute A77, concédée à la Société des Autoroutes Paris-Rhin-Rhône (SAPRR) entre Dordives et Cosne-sur-Loire, franchit le canal d'Orléans et la rivière La Bezonde sur la commune de Pannes, près de Montargis, puis le canal de Briare et la rivière La Trézée sur la commune de Briare.

Pour ces deux sites, la SAPRR a choisi de réaliser, sur proposition d'Alain Spielmann, architecte de Scetauroute, maître d'œuvre du projet, des ouvrages de franchissement semblables (photos 1 et 2).



**Photo 2**  
Le viaduc de Briare,  
mis en service  
en juin 2000  
*The Briare viaduct  
commissioned  
in June 2000*

## ■ UN CONCEPT ARCHITECTURAL MARQUÉ

Prolongeant une préoccupation évoquée dans les "Engagements de l'Etat", la SAPRR a décidé de marquer les franchissements des canaux d'Orléans et de Briare par des ouvrages remarquables, contrastant avec les solutions classiques et sobres retenues sur l'ensemble des autres ouvrages de l'autoroute A77.

S'appuyant sur une étude d'insertion paysagère, Alain Spielmann a développé un concept architectural original, soulignant le caractère fluvial, en respectant les attributs naturels des canaux : chemins de halage, écluses, bâtis et végétation arbustive. Sa réflexion l'a conduit à proposer, dans les deux

**Jean-Philippe Ehrhardt**  
CHEF DU DÉPARTEMENT  
INFRASTRUCTURES  
ADJOINT AU DIRECTEUR  
DE LA CONSTRUCTION  
S.A.P.R.R.

**Antoine Rage**  
INGÉNIEUR TRAVAUX  
Scetauroute

**Mohamed Chaabouni**  
INGÉNIEUR ÉTUDES  
Scetauroute

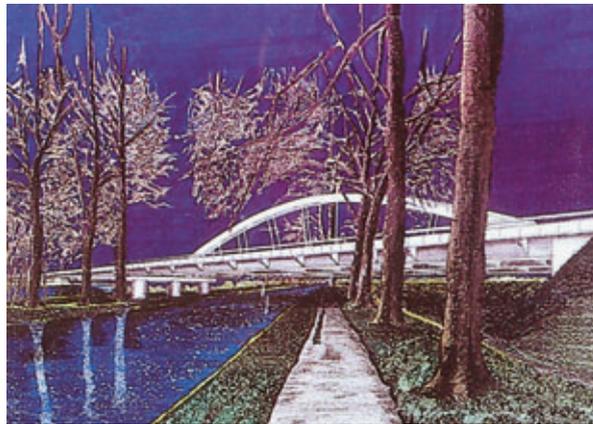
Photos :  
A. Béranguier, A. Goulard, C. Le Goff  
et L. de Cargouët

**Figure 1**  
L'architecte a mis en forme l'idée d'une porte végétale, dans les deux sens de circulation, à la fois sur le canal, et sur l'autoroute

*The architect used the idea of a vegetal gate, in both directions of traffic, on the canal and on the motorway*

**Figure 2**  
Pour le site remarquable de Briare, des images de synthèse ont été réalisées, afin de visualiser sous tous les angles le rendu final de l'ouvrage

*For the remarkable Briare site, synthetic images were used in order to visualise the final appearance of the structure from every angle*



© A. Spielmann



© OKTAL



**Photo 3**  
Le bow-string axial, ouvrage peu répandu en France et en Europe

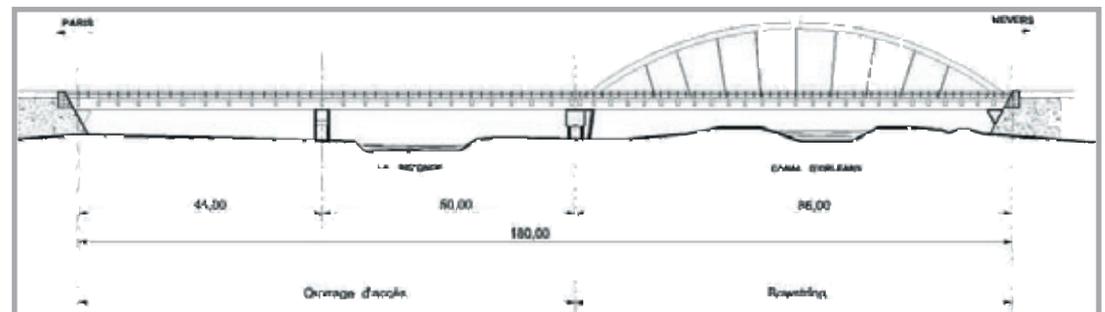
*The axial bowstring, a rare structure in France and in Europe*

cas, un ouvrage de franchissement composé de deux structures différentes :

- ◆ l'une visible sur et hors autoroute, au droit du canal : le bow-string, typique des voies d'eau ;
- ◆ l'autre discrète et plus commune pour la rivière contiguë : le tablier à poutres continues.

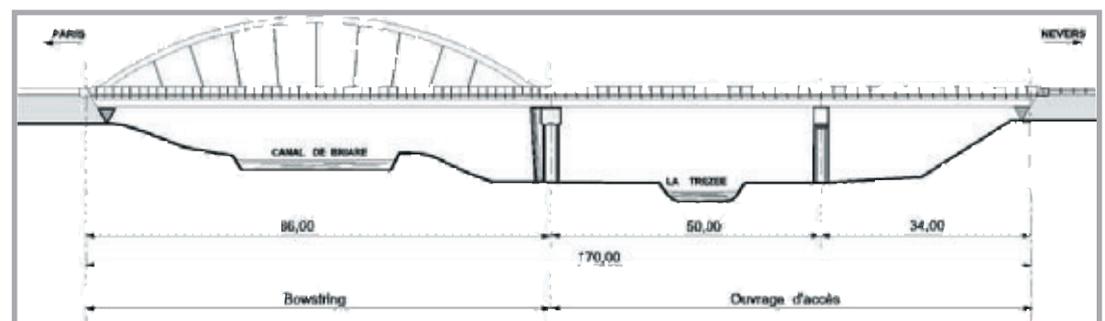
Malgré la différence structurelle des deux éléments, une épaisseur unique de tablier contribue à l'harmonie de l'ensemble. A Pannes, une attention particulière est portée à l'alignement de peupliers qui borde le canal, dans lequel se dessine l'arc vu de l'extérieur de l'autoroute. A Briare, la courbure de l'arc apporte au paysage une touche complémentaire intéressante, dans un site déjà riche et fréquenté, tant pour la navigation de plaisance que par les promeneurs (figures 1 et 2).

**Figure 3**  
Le viaduc de Pannes (chaussée ouest sens Paris/Nevers), dans le Sens Nevers/Paris, le bipoutre comporte trois travées de 32, 49 et 28 m  
*The Pannes viaduct (west carriageway in the Paris/Nevers direction); in the Nevers/Paris direction, the dual girder has three spans of 32, 49 and 28 m*



**Figure 4**  
Le viaduc de Briare (chaussée ouest sens Paris/Nevers) dans le Sens Nevers/Paris, la deuxième travée du bipoutre est réduite à 34 m

*The Briare viaduct (west carriageway in the Paris/Nevers direction); in the Nevers/Paris direction, the second span of the dual girder is reduced to 34 m*



## ■ UNE CONCEPTION STRUCTURELLE FLUIDE ET MODERNE

C'est lors de l'étude préliminaire et après comparaison des différentes options, que les analyses architecturale et technique ont conduit la SAPRR à retenir une structure en bow-string axial prolongé par des bipoutres en ossature mixte.

Le bow-string axial répondait au souci d'une meilleure perception visuelle, en particulier de l'ouvrage biais sur le canal d'Orléans, en évitant une superposition des deux arcs latéraux et des deux nappes de suspentes, caractéristiques d'un bow-string traditionnel.

Cette solution constituait également une modernisation de ce concept d'ouvrage, le bow-string axial ayant été globalement peu usité (photo 3).

Compte tenu de la spécificité de l'ouvrage, notamment la largeur importante du tablier, conçu pour supporter à terme deux fois trois voies, l'I.G.O.A. a recommandé, dans le cadre de l'instruction de l'avant-projet :

- ◆ de limiter la flèche en bout d'encorbellement sous surcharges excentrées, qui peut être importante compte tenu de la souplesse transversale de la structure et la portée des pièces de ponts ;
- ◆ de considérer le cas accidentel de rupture de suspentes sous le choc d'un poids lourd ayant percuté et franchit la barrière centrale.

La considération de ce cas accidentel a nécessité un calcul de la structure aux grands déplacements. Par ailleurs, du fait du fonctionnement en tirant dans le sens longitudinal d'une part, et d'autre part de la flexion transversale importante, il a été convenu de retenir un module d'Young du béton au tiers

de la valeur habituellement prise en compte, pour limiter la fissuration généralisée de la dalle.

## ■ DES OUVRAGES (PRESQUE) IDENTIQUES

Bien que les deux bow-strings s'inscrivent sur des éléments généraux de tracé différents – rayon en plan de 4 000 m à Pannes, alignement droit à Briare –, ils ont été conçus à l'identique dans un souci de standardisation (étude et travaux) : leur portée est de 86 m.

La conception des ouvrages d'accès est également identique d'un site à l'autre. Seuls le nombre et la longueur de travées diffèrent pour respecter les contraintes d'écoulement hydraulique propres à chaque site (figures 3 et 4).

### Les fondations

Pour le viaduc de Pannes, compte tenu des faibles caractéristiques des sols, les appuis sont fondés sur des pieux de diamètre 1 300 à 1 500 selon leur charge, avec des longueurs variant de 15 à 20 m. Pour le viaduc de Briare, les appuis sont fondés sur des semelles superficielles de 1,50 m et 2,00 m d'épaisseur, reposant sur une couche d'argiles compacts.

Pour les deux ouvrages, les semelles construites à proximité immédiate de la rivière sont exécutées à l'abri d'un batardeau.

### Les appuis

Les piles courantes des ouvrages d'accès sont constituées, pour chaque tablier, d'un fût circulaire de 2,70 m de diamètre, coiffé d'un chevêtre du type "marteau" de 3,50 m de hauteur.

Les piles culées comprennent en outre un appui central de forme tronconique, de diamètre 5,10 m en partie supérieure et 4,20 m à l'encastrement. Le fût central est creux et l'épaisseur moyenne de la paroi est de 0,50 m (figure 5).

Les appuis extérieurs reçoivent d'un côté les ouvrages d'accès, et de l'autre côté les poutres latérales du bow-string. L'appui central reçoit le caisson inférieur – ou tirant – du bow-string (photo 4).

Les culées sont de conception classique : chevêtre sur poteaux de section rectangulaire.

### Les tabliers

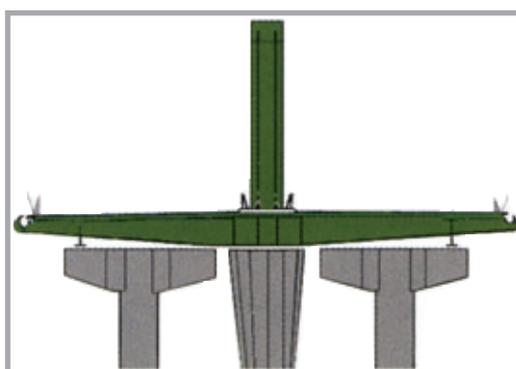
#### Ouvrages d'accès

Les tabliers sont du type bipoutre à pièces de pont. La hauteur des poutres métalliques est de 1,75 m. Les tabliers ont une largeur utile de 14,00 m et sont constitués d'une BAU de 3,00 m, trois voies de 3,50 m et d'une BDG de 0,50 m. Les dispositifs de sécurité sont des barrières BN4, des cor-



**Photo 4**  
Les piles ont 5 m de hauteur sur le canal d'Orléans et peuvent atteindre 15 m sur le canal de Briare (ici canal d'Orléans, avec remblai contigu)

*The piers are 5 m high over the Orléans canal and can reach 15 m over the Briare canal (here, the Orléans canal with contiguous embankment)*



**Figure 5**  
Coupe au droit d'une pile culée : deux piles courantes encadrent l'appui tronconique

*Section at an abutment pier : two current piers framing the truncated cone bearing*

niches caniveaux métalliques équipent les bords extérieurs des tabliers.

#### Bow-strings de franchissement du canal

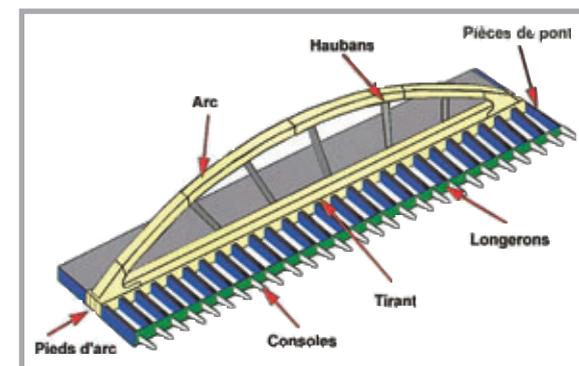
(figure 6)

Leur singularité est d'être constitués d'un **arc/tirant métallique axial** relié par une double nappe de neuf haubans (ou suspentes) réalisant **une suspension centrale dans l'axe de l'autoroute** entre les deux sens de circulation.

Transversalement sur le tirant, viennent se souder des pièces de pont de 11 m de long le reliant aux longerons. Elles sont espacées de 3,30 m. L'ouvrage se termine par des consoles de 3,50 m, donnant au pont une largeur d'environ 35 m. Le tirant, d'une longueur entre appuis de 86 m, est constitué d'un caisson de 4,80 m de large et 2,05 m de haut. Les semelles et les âmes sont constituées de tôles de 30 mm. Des raidisseurs sont disposés tous les 3,30 m.

Le caisson constituant l'arc présente une largeur de 2,30 m pour une hauteur de 1,50 m. Des tôles de 35 mm forment les semelles et 30 mm pour les âmes. Des raidisseurs sont prévus tous les 5,00 m. L'ouverture maximale entre l'axe du tirant et l'axe de l'arc est de 14 m conduisant à des longueurs de hauban variant de 2,75 m à 8,71 m.

Les haubans sont constitués de câbles clos de 98 mm de diamètre avec quatre couches de fils Z galvanisés de 6 mm de diamètre (classe de résistance : 1570 kN). Ils sont reliés à l'ouvrage par un système de chapes et ridoirs. Le réglage des



**Figure 6**  
Constitution des bows-strings de Pannes et de Briare

*Make-up of Pannes and Briare bowstrings*

**PARTICULARITÉS DE RAYON ET DE PROFIL EN LONG POUR LE BOW-STRING DE PANNES**

Les tirants et arcs du bow-string étant nécessairement droits en plan, le rayon en plan de 4 000 m de l'auto-route à Pannes est pris en compte par une variation de longueur des extrémités en console de pièces de pont et par une variation de largeur de dalle.

Le profil en long parabolique du viaduc de Pannes (15 000 m) est quant à lui rétabli par une variation de l'épaisseur de dalle.



**Photo 5**  
Préparation des haubans en usine  
*Preparation of cables in the factory*



**Photo 6**  
Pied et naissance d'arc en usine  
*Base and root of an arc in the factory*

► haubans se fait au niveau inférieur, à l'ancrage sur le tirant (photo 5 et encadré "Particularités de rayon et de profil en long pour le bow-string de Pannes").

**Les dalles préfabriquées des bow-strings**

Le hourdis des bow-strings est constitué de dalles en béton armé préfabriquées et clavées en place sur les pièces de pont, longerons et tirant. Ce choix relève d'une recommandation du Setra à l'issue de l'avant-projet. Cette préfabrication permet de limiter les effets du retrait du béton sur la structure métallique. Elle permet également une meilleure maîtrise de la réalisation du hourdis tout en s'affranchissant de la majorité des efforts parasites induits par le phasage et les méthodes de bétonnage. Les dalles centrales, de 2,80 m par 10,00 m pour une épaisseur résistante de 25 cm, pèsent 20 tonnes. Un renformis recouvre chacune de ces dalles. Ce renformis est d'épaisseur constante sur le viaduc de Briare. Il est par contre d'épaisseur variable sur le viaduc de Pannes, afin de respecter le profil en long parabolique de l'autoroute A77. Les dalles de rive ont également une largeur de 2,80 m pour une longueur moyenne de 3,25 m et un poids de 7 tonnes. Sur le viaduc de Briare leur géométrie est constante. Par contre, à Pannes, leur longueur varie pour épouser le tracé circulaire en plan de l'autoroute ; le profil en long parabolique nécessite un renformis d'épaisseur variable.

**DE LA CONCEPTION À LA RÉALISATION**

Les difficultés de réalisation ont résulté principalement de la configuration des bow-strings (arc centré avec une portée de 86 m supportant trois voies de circulation) et de leurs conditions de mise en place. Les études d'exécution et de méthode ont nécessité beaucoup de rigueur et de détails.

**Les études d'exécution**

Du fait de la complexité de la structure, plusieurs niveaux de modélisation se sont imposés. En particulier, un modèle tri-dimensionnel avec calcul aux grands déplacements, a été réalisé pour la vérification de l'ouvrage dans le cas de charge accidentel ; le modèle a été particulièrement affiné pour l'étude des naissances de l'arc (photo 6).

Ces études fines ont conduit à des adaptations de conception :

- ◆ le doublet d'appareils d'appuis sous chacune des extrémités du caisson central, a été remplacé par un appareil unique d'une capacité de 3 700 tonnes ;
- ◆ il a été mis en œuvre une dénivellation d'appuis transversale de 3 cm entre caisson et longerons, pour assurer un chargement suffisant des appareils d'appuis latéraux ;
- ◆ la mise en évidence de l'amplification de la poussée au vide dans l'arc, lors de l'étude du cas de rupture accidentelle des suspentes, a conduit à augmenter le nombre de raidisseurs transversaux.

**Les installations de chantier**

Pour préserver au mieux les sites de réalisation des ouvrages, un soin particulier a été apporté à l'assainissement des plates-formes de travail, avec la réalisation préalable d'un bassin décanteur ; les zones de travail ont été réduites au strict nécessaire et entièrement clôturées.

Pour le viaduc de Pannes, trois zones de travaux indépendantes ont été réalisées et les structures métalliques ont pu être montées à la grue.

Pour le viaduc de Briare, deux zones de travaux ont été nécessaires de part et d'autre du canal de Briare ; les difficultés d'accès du site et la hauteur du tablier rendant impossible un montage à la grue, c'est la technique du lancement qui a été retenue.

**Des méthodes adaptées aux ouvrages et aux sites**

**Les bipoutres en ossature mixte, à pièces de pont**

Lors de la mise au point des méthodes de construction du hourdis, l'entrepreneur a proposé de recourir à un coffrage perdu, par prédalles préfabriquées de 9 cm d'épaisseur. Cette disposition a permis

de réduire les difficultés liées à l'utilisation d'un équipage mobile traditionnel pour un ouvrage à pièces de pont, et plus particulièrement pour le viaduc de Pannes qui est courbe en plan.

Ceci a permis également de réduire de façon significative les délais de réalisation de la dalle, située sur le chemin critique. En outre, le recours à la préfabrication a facilité le respect de la teinte claire de l'intrados, souhaitée par l'architecte.

### **Les bow-strings**

La structure métallique des deux ouvrages a fait l'objet d'un montage à blanc en usine. L'arc a été entièrement monté à plat, y compris les deux pieds de liaison avec le tirant. Trois éléments de tirant successifs ont également été présentés à blanc (photo 7).

#### *Pannes : assemblage classique sur cintre*

Le tirant est constitué de sept tronçons d'un poids variant de 60 tonnes pour le pied d'arc à 70 tonnes pour un tronçon courant de longueur maximum de 15 m. Le tronçonnage est dicté par les dimensions des colis et les contraintes de transport (photos 8, 9 et 10).

Du fait de la présence du canal avec un biais très prononcé et pour éviter la mise en place d'appuis provisoires dans le canal d'Orléans, les trois premiers tronçons de chaque rive sont pré-assemblés au sol. Cet ensemble d'un poids d'environ 200 tonnes et d'une longueur de 40 m est mis en place avec une grue de 400 tonnes. La mise en place du tirant s'est déroulée sur deux jours.

Le pied d'arc est provisoirement brêlé sur la culée et la pile culée, pour reprendre les efforts de renversement. Après réglage, le clavage est réalisé. L'arc composé de quatre éléments de longueur moyenne de 25 m et pesant 50 tonnes est posé sur trois tours d'étalement. Une partie des longerons et des pièces de pont a dû être posée avant le montage complet de l'arc, car ils se situent dans une zone qui devient inaccessible aux engins de chantier de grand gabarit.

Pour le montage et le réglage du longeron au-dessus du canal, on utilise une poutre H33 comme support pour le rigidifier et permettre l'accès au poste de travail.

Le décintrement de l'ouvrage se réalise lors de la mise en tension des suspentes et de leur prise en charge du poids propre.

#### *Briare : une technique de lancement audacieuse*

Le montage du viaduc de Briare a nécessité une technique plus originale avec l'utilisation des bipoutres comme "rails de lancement" du bow-string. La circulation fluviale sur le canal de Briare ne peut pas être suspendue, de même que la circulation de service, cycliste et piétonne sur les chemins de halage. Les zones de travail en sous-face du bow-string sont trop exiguës pour permettre un monta-



**Photo 7**  
**Assemblage à blanc de l'arc en usine**

*Test mounting of the arc in the factory*



**Photo 8**  
**Montage en place sur cintre du bow-string de Pannes**

*Mounting in place on centre of the Pannes bowstring*



**Photo 9**  
**Viaduc de Pannes - Coulage du hourdis**

*Pannes viaduct - Pouring the concrete*



**Photo 10**  
**Vue rapprochée du bow-string de Pannes**

*Close-up view of Pannes bowstring in place*

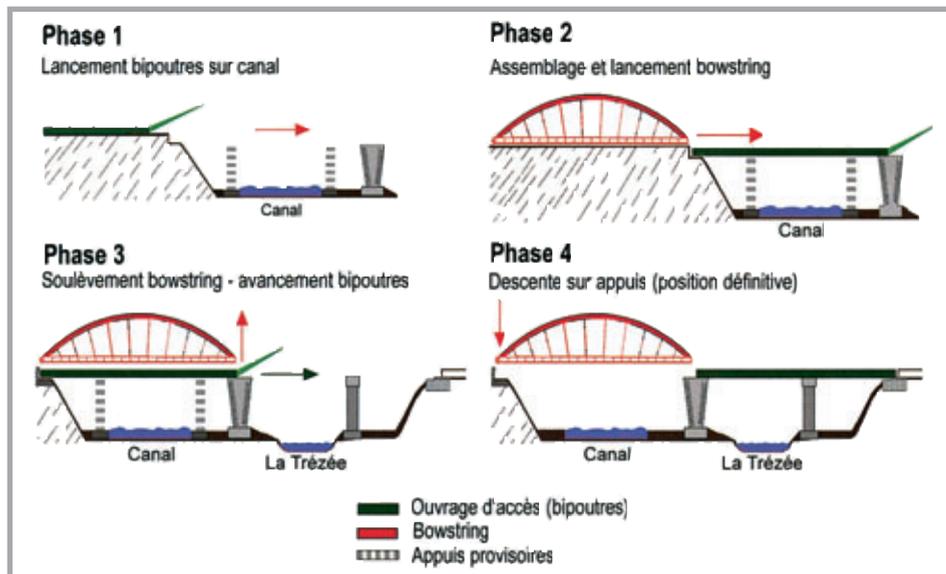


Figure 7  
Cinématique de lancement  
du bow-string de Briare

*The Briare bowstring  
launching process*

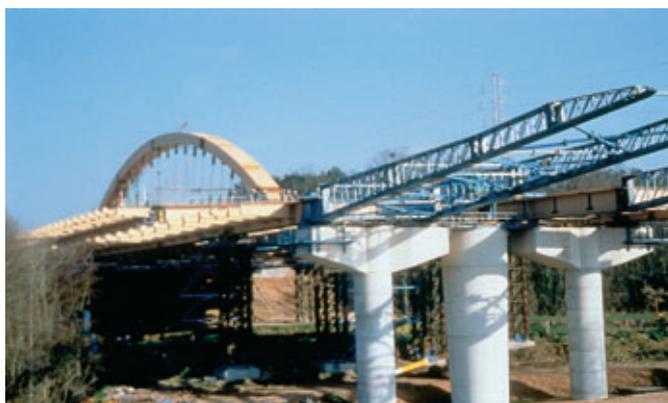


Photo 11

Briare : la structure  
du bipoutre positionnée  
sur les futurs appuis  
du bow-string, prête à recevoir  
le lancement

*Briare : the dual girder structure  
positioned on the future bowstring  
bearings ready to receive  
the launching*

Les principales  
quantités  
**Main  
quantities**

	Pannes	Briare
Surface totale des tabliers	5 550 m <sup>2</sup>	5 300 m <sup>2</sup>
Béton fondations profondes	1 400 m <sup>3</sup>	-
Béton appuis	1 500 m <sup>3</sup>	2 400 m <sup>3</sup>
Béton tabliers	950 m <sup>3</sup>	920 m <sup>3</sup>
Charpente métallique	1 700 t	1 750 t
Protection anticorrosion	16 550 m <sup>2</sup>	16 200 m <sup>2</sup>
Terrassements associés (remblai)	8 000 m <sup>3</sup>	6 400 m <sup>3</sup>

Photo 12  
Pendant le lancement,  
à Briare;  
le bow-string glisse  
sur les "rails" constitués  
par les bipoutres  
*During launching in Briare.  
The bowstring slides  
on the "rails" formed  
by the dual girders*



ge sur cintre comme pour l'ouvrage de Pannes. Le lancement s'est donc imposé.

Le dossier d'appel d'offres envisageait un lancement depuis une plate-forme de montage au nord, avec un appui avant mobile franchissant le canal et un appui mobile arrière cheminant sur la plate-forme. Il était par ailleurs prévu de lancer les bipoutres depuis le sud. L'entrepreneur a proposé dans son offre une technique novatrice (figure 7). Les bipoutres des ouvrages d'accès qui permettront à l'autoroute A77 de franchir la Trézée, sont assemblés sur la plate-forme de travail située au nord. Ils sont lancés au-dessus du canal de Briare et sont installés sur des appuis provisoires à l'emplacement définitif du bow-string. Les bipoutres vont servir de chemin de roulement pour l'appui avant du bow-string (photos 11 et 12).

Cette technique présente l'avantage de ne pas né-

### UN DÉPLACEMENT AU MILLIMÈTRE, SOUS HAUTE SURVEILLANCE

Le principe retenu pour le lancement lui-même s'apparente à la technique du "trporteur"; un appui arrière moteur et directionnel et deux appuis avant supportant les charges tout en permettant la translation. Ce principe permet un fonctionnement isostatique de la structure. L'appui arrière est constitué de "Kamags" assurant la "conduite".

La gestion hydraulique de cet ensemble est assurée globalement par informatique garantissant un appui ponctuel (articulation) du bow-string.

Les appuis avant sont constitués par deux couples d'appuis composés de galets de roulement positionnés au droit de chaque poutre. Le bow-string repose sur ces appuis par l'intermédiaire de vérins fixés sous la pièce de pont d'extrémité. Ils sont reliés par paire pour chaque tablier et permettent une maîtrise des efforts et une restitution d'appuis fictifs à l'axe de chaque bipoutre.

Pendant le lancement, plusieurs paramètres font l'objet d'un suivi. C'est le cas du nivellement de chaque poutre au quart et à mi-portée, des amplitudes de course de chaque vérin, du tassement des palées provisoires, des efforts constatés pour chaque couple de vérins et de la rotation transversale du bow-string dans sa partie avant.

Ces paramètres permettent de détecter un chargement anormal de chaque bipoutre et sa répartition sur chacune des poutres. Les résultats obtenus sont restés conformes aux valeurs théoriques.

cessiter de renfort spécifique pour le lancement car la structure du bow-string est constamment appuyée à ses deux extrémités comme en phase définitive. Le bow-string est assemblé sur cintre sur la plate-forme de travail. Son lancement s'effectue en installant des dispositifs de roulement au droit de ces appuis définitifs.

L'ouvrage, de 1000 tonnes pour 86 m de longueur et 37 m "d'envergure", est déplacé en roulant sur la plate-forme de lancement et sur les bipoutres pour se situer à l'aplomb de son emplacement définitif, mais en position haute à plus de 3,50 m de son niveau final.

Après levage et calage du bow-string, il est procédé au deuxième lancement des bipoutres vers leur position définitive au-dessus de la rivière La Trézée. Cette phase terminée, le bow-string est descendu à son niveau définitif.

Les quatre-vingt-six mètres de déplacement n'ont pris au total qu'une semaine, répartie en une journée pour la mise en place des engins de poussage, les "Kamags" et les différents essais, trois jours de déplacement proprement dit – intégrant une matinée de cérémonie officielle de lancement! – et un jour de calage (cf. encadré "Un déplacement au millimètre, sous haute surveillance").

#### Les dalles préfabriquées

Une dalle témoin a été réalisée préalablement au lancement de la préfabrication. Un essai de mise en œuvre a eu lieu pour s'assurer de la compatibilité du ferrailage et des goujons dans la zone de clavage. Cet essai a mis en évidence des difficultés lors de la pose des dalles en vis-à-vis et a conduit



**Photo 14**  
Vue aérienne.  
Pose de prédalles  
*Aerial view. Placing the precast slab forms*

à une légère modification du ferrailage avant le lancement de la préfabrication.

La pose des dalles centrales a été faite symétriquement à l'aide d'un équipage mobile spécifique et la pose des dalles de rive avec une grue mobile roulant sur les dalles centrales préalablement clavées au droit des pièces de pont. Le clavage des dalles de rive intervient ensuite sur les pièces de pont et le longeron. Le clavage sur le tirant s'effectue en dernier. Les travaux de clavage doivent s'exécuter en respectant une symétrie transversale et longitudinale.

La cadence de pose des dalles centrales a été supérieure à quatre dalles par jour (photo 14).

Lors de ces deux différentes phases, il a été procédé à un suivi des déformées de la charpente métallique au quart et à mi-travée pour le tirant, le longeron et l'extrémité des consoles. Les valeurs obtenues sont conformes aux valeurs théoriques.

### ■ UN COÛT MAÎTRISÉ POUR DES OUVRAGES EXCEPTIONNELS

Le coût final constaté des deux viaducs est de 99 millions de francs HT (valeur 1997), pour près de

#### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

##### Maître d'ouvrage

SAPRR - Direction de la construction - Lyon

##### Maître d'œuvre

Scetauroute - Direction de projet d'A77 - Montargis-Amilly

##### Architecte

Alain Spielmann

##### Entreprises titulaires

- Dalla Vera : génie civil (mandataire)
- Baudin-Chateauneuf : charpente métallique (co-traitant)

##### Bureaux d'études d'exécution

IOA lexiq : génie civil  
Baudin-Chateauneuf - EEG Lyon : charpente métallique

##### Bureaux d'études de contrôle

Setec

##### Principaux sous-traitants

- Roland : terrassements
- PMC/CIA : armatures
- Chavigny : préfabrication
- Presspali : fondations profondes
- Cotra : étanchéité
- Pont Equipement : corniche métallique, caillebotis, menuiserie
- Sogam : BN4
- ESTM : soudure sur site
- ACTIF : peinture sur site de Pannes
- LTM : peinture sur site Briare

#### PEINTURE ET TRAITEMENT ANTICORROSION

Dans ses propositions de couleur, l'architecte a souhaité distinguer la structure porteuse du reste de l'ensemble tout en assurant un effet de continuité entre le bipoutre et le bow-string.

Pour cela, il a choisi pour le tirant et l'arc une couleur sombre RAL 6004, et pour les pièces de pont, les longerons des bow-strings et les bipoutres la couleur vert clair RAL 6021 (photo 13).

Sur l'extérieur du caisson des bow-strings, une protection anticorrosion a été mise en œuvre : il s'agit d'un système homologué tricouche certifié ACQPA C3 ANV 441.

Sur les faces intérieures du caisson, il a été décidé de mettre en œuvre également une protection anticorrosion par peinture, avec une étanchéité complète des caissons. Le complexe mis en œuvre est le système certifié ACQPA C3 ANV 517, complexe bicouche. La teinte retenue a été la plus claire possible pour obtenir une meilleure luminosité intérieure.

L'installation de déshumidificateurs a été envisagée, sans être retenue dans un premier temps. Elle reste néanmoins possible pour la phase d'entretien ultérieur.

Sur les haubans galvanisés, une protection complémentaire par brai époxy tricouche a été mise en œuvre à la brosse. Un soin particulier a été apporté à la réalisation de l'étanchéité au droit des ridoirs.

La protection anticorrosion interne des câbles a été réalisée à l'aide d'une cire pétrolière INJECT-ELF CP-THPF. Ce produit présente l'avantage de pouvoir être facilement enlevé, lors des opérations de nettoyage du culottage.



**Photo 13**  
Mise en peinture en usine  
*Painting in the factory*

▶ 11 000 m<sup>2</sup> de tablier, soit un ratio d'environ 9 000 francs/m<sup>2</sup>.

L'objectif fort de respect des sites et d'intégration dans le paysage apparaît pleinement atteint.

La perception des arcs tant par l'utilisateur, que par les promeneurs sur les berges des canaux, fait de ces deux ouvrages, des éléments marquants de l'autoroute A77 (photos 15 et 16).



**Photo 15**  
Le viaduc de Pannes  
*The completed Pannes viaduct*



**Photo 16**  
Le viaduc de Briare  
*The completed Briare viaduct*

## ABSTRACT

### Twin bowstring bridges on the A 77 motorway

*J.-P. Ehrhardt, A. Rage, M. Chaabouni*

The Pannes and Briare viaducts are two exceptional bridge structures on the A77 motorway. They allow the crossing of a canal by a steel bowstring type structure, and an adjacent river by a "composite dual-girder structure" access bridge. Designed to ultimately support dual three-lane carriageways with their central arc of 86 m span, the motorway's bowstrings constitute the largest structures of this configuration currently existing in Europe.

For their construction within a very short period, original techniques and processes were used. The use of prefabricated elements has the advantage of offering speed, safety and quality. The launching of the Briare bowstring using the framework of the access structure as a "launching support" is a major step in the construction process.

## RESUMEN ESPAÑOL

### Puentes gemelos en bow-strings en la autopista A77

*J.-P. Ehrhardt, A. Rage y M. Chaabouni*

Los viaductos de Pannes y de Briare corresponden a dos estructuras excepcionales de la autopista A77. Estos puentes que, como es sabido son puentes en arco en el que el tablero sirve de tirante, tienen por características permitir el franqueo de un canal mediante una estructura del tipo "bow-string metálico" y de un río adyacente, por medio de una estructura de acceso de tipo "de doble viga de armadura mixta". Diseñados para soportar en el futuro dos veces tres canales de tráfico, con su arco central de 86 metros de luz, los bow-strings de la autopista A77 constituyen las mayores estructuras de semejante configuración, construidas hasta la fecha en Europa.

Para su construcción, en un plazo corto, se ha recurrido a técnicas y procedimientos originales. La utilización de elementos prefabricados para la ingeniería civil constituye una ventaja de rapidez, de seguridad y de calidad. El lanzamiento del puente en bow-string de Briare, en que se ha utilizado la estructura de acceso como "soporte

de lanzamiento", representa una etapa de gran interés en cuanto a la implantación propiamente dicha.

# A85. Le PS 13

## Les ouvrages mixtes à dalles préfabriquées en BHP, précontraintes et à connexion différée

**Les ponts mixtes alliant hourdis béton et charpente métallique connaissent une vogue durable du fait de leur faible coût et d'avantages de réalisation. Cette mise en œuvre ne va pas sans quelques difficultés liées essentiellement au retrait du béton au jeune âge dont les codes de calcul tiennent compte mais qui n'empêchent pas une certaine fissuration. Par ailleurs, une analyse de la valeur des ouvrages courants sur voies express fait apparaître l'intérêt d'une réalisation rapide de ces ouvrages pour minimiser les contraintes d'interface entre travaux de terrassement et d'ouvrages. GTM-Construction et Dumez-GTM ont mis au point un procédé original de connexion différée : des dalles préfabriquées en BHP 80 au gabarit routier sont assemblées et poussées en place sur une charpente métallique standardisée, les dalles sont précontraintes, puis, une fois le retrait obtenu, une connexion différée est réalisée. De multiples dispositions techniques tant conceptuelles que de construction permettent d'optimiser la structure et les temps d'exécution. Un partenariat exemplaire alliant l'entreprise au Setra, aux maîtres d'ouvrage et d'œuvre dans le cadre d'une charte Innovation a permis la mise en œuvre du procédé et son contrôle avec toute satisfaction pour un ouvrage sur l'A85.**

Le concept de l'ouvrage mixte à dalles préfabriquées en béton haute performance, précontraintes et à connexion différée a été élaboré par les équipes des directions techniques de Dumez-GTM et de GTM Construction. Il a pour objectif d'améliorer la qualité des ouvrages mixtes en apportant une réponse au problème de fissuration des hourdis dans les ouvrages mixtes et de proposer aux maîtres d'ouvrage une solution pour construire de façon économique et avec un minimum de gêne des ouvrages de rétablissement de circulation, isolés ou par lots (TOARC).

Un ouvrage expérimental a été réalisé par GTM Construction sur le tronçon autoroutier d'A85 entre Villefranche-sur-Cher et Theillay. Cet ouvrage s'inscrit dans le cadre d'une charte Innovation Ouvrages d'art signée en juillet 1999 entre les partenaires suivant :

- ◆ le Setra, assurant le contrôle externe des études d'exécution ;
- ◆ Cofiroute, maître d'ouvrage ;
- ◆ SCAO, maître d'œuvre ;
- ◆ GTM Construction et Dumez-GTM, constructeur et bureau d'études.

Cette charte vise à la réalisation d'un ouvrage expérimental dénommé le PS 13 et à la réalisation future d'autres ouvrages.

L'ouvrage expérimental PS 13 prend la suite de deux démarches déjà conduites par l'entreprise au cours des années 1996-1997 :

- ◆ une démarche d'analyse de la valeur, menée

avec un grand maître d'ouvrage public, qui s'est attachée à dégager les facteurs d'optimisation et d'économie des grands chantiers linéaires comportant des travaux simultanés de terrassement et d'ouvrages d'art. Cette démarche a clairement mis en évidence l'intérêt de réduire au maximum l'interface ouvrages-terrassements au profit de l'économie des terrassements ;

- ◆ des recherches et expérimentations sur la possibilité d'assembler les poutres d'une structure mixte et le hourdis préfabriqué. Outre des calculs et essais, ces recherches avaient déjà abouti à un emploi prototype de ces techniques sur un ouvrage de franchissement de l'Yonne, près de Sens, emploi qui a permis de valider, entre autres, les principes de mise en œuvre et les procédures de contrôle qualité.

### ■ OBJECTIF DES OUVRAGES MIXTES À DALLES PRÉFABRIQUÉES EN BHP ET À CONNEXION DIFFÉRÉE

#### Préambule

On assiste depuis une dizaine d'années au développement des ponts mixtes qui allient un hourdis béton à une charpente métallique. Cette conception fréquente permet de réduire le nombre des assemblages sur site et elle est de plus, très

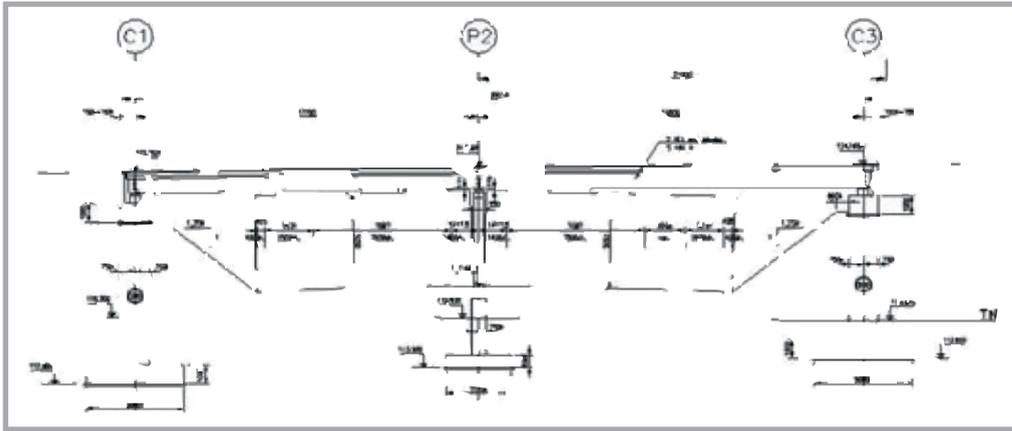


Figure 1  
Profil en long  
Longitudinal section

Photo 1  
Vue générale  
de l'ouvrage  
General view  
of structure



► compétitive par rapport aux solutions en béton précontraint pour des portées de 30 à 80 m grâce aux progrès en matière d'acier et de soudage, à l'abandon presque systématique des pièces de pont au profit d'entretoises transversales et aussi à l'évolution de la réglementation concernant la conception et le calcul des ouvrages en ossature mixte. Cependant l'application du règlement actuel des ponts à ossature mixte ne permet pas de contrôler correctement la fissuration des hourdis de ponts mixtes. Celle-ci est admise par ce règlement qui impose uniquement de respecter une condition de ferrailage minimum et de limiter la contrainte de traction dans les aciers passifs du hourdis, en zone de moment négatif.

Les causes de cette fissuration sont :

- ◆ les contraintes de traction dues à des actions mécaniques extérieures mal évaluées jusqu'à présent et notamment en phase de construction ;
- ◆ les défauts spécifiques dus à une mauvaise mise en œuvre (absence ou insuffisance de cure) ;
- ◆ et principalement le retrait du béton au jeune âge lorsqu'il est connecté immédiatement à la structure métallique ce qui est le cas lorsque le tablier est coulé en place.

Les remèdes les plus couramment utilisés sont :

- ◆ la limitation des charges extérieures en cours de chantier ;
- ◆ le coulage du hourdis par plots à l'aide de la méthode du "pianotage" ;
- ◆ le recours à la dénivellation d'appuis.

La limitation des "retraits" au jeune âge impose, dans le cas de plots bétonnés en place, l'utilisation de bétons qui montent lentement en résistance. Une formule de B.H.P classique n'est donc, dans ce cas, pas adaptée.

Afin de minimiser ce problème, le Setra a publié en 1995, un recueil de recommandations visant à maîtriser la fissuration des dalles.

### Objectif de la connexion différée adaptée aux ouvrages à dalles préfabriquées

Au travers de l'ouvrage du PS 13 nous nous proposons de définir une gamme de ponts types pour une application dans le domaine des passages supérieurs, selon le principe suivant :

- ◆ charpente métallique partiellement standardisée prenant en compte les contraintes en cours de construction et d'exploitation d'un réseau autoroutier ;
- ◆ dalles préfabriquées au gabarit routier ;
- ◆ pas d'armatures passives pour la connexion entre dalles, mais un assemblage par précontrainte avec joints conjugués collés ;
- ◆ utilisation du B.H.P avec fumée de silice ;
- ◆ connexion différée.

### Description

Le procédé de la connexion différée de dalles préfabriquées consiste à assembler un hourdis préfabriqué en béton sur une charpente métallique (en général un bipoutre) en venant souder, à travers des réservations individuelles du tablier, des goujons du type Nelson.

La répartition des goujons et leur densité peut être exactement identique à ce qui se fait pour un pont exécuté de façon traditionnelle par coulage en place de la dalle.

L'élément préfabriqué n'est pas affaibli par des réservations de grande dimension, chaque goujon possède une réservation  $\varnothing 80$  mm.

Les armatures passives de la dalle sont totalement enrobées dès la préfabrication.

L'appui temporaire du hourdis sur la charpente est réalisé à l'aide de plots métalliques ponctuels à coefficient de frottement réduit.

Ceci autorise la mise en place de la dalle par poussage, un réglage géométrique à la pose, le libre retrait du béton ou encore la mise en œuvre d'une précontrainte dont l'action instantanée s'exerce exclusivement sur le béton sans redistribution dans la charpente.

Les goujons sont soudés par un équipement spé-

cifique après positionnement définitif de la dalle et actions des déformations initiales (retrait, raccourcissement élastique). La dalle est enfin solidarifiée avec la charpente par remplissage des trous et du vide entre dalle et charpente par un coulis de ciment.

Associée à cette méthodologie, la conception spécifique de la charpente (en général un bipoutre) à partir de l'assemblage de profilés standard du commerce, à haute limite élastique, constituée par :

- ◆ assemblage par soudure longitudinale de profilés du type HEB, HEM ou autres, laminés en toute longueur et formant ainsi un caisson, dont la résistance à la torsion est améliorée par un remplissage final au moyen d'un béton autoplaçant ;
- ◆ suppression des entretoises définitives, seul l'entretoisement en phase provisoire est nécessaire ;
- ◆ fabrication et parachèvement complet réalisés en atelier, supprimant les opérations de soudures ou de peintures difficiles à réaliser sur chantier.

### Intérêt du procédé

Ce procédé associe les avantages de la connexion différée sur les ponts mixtes à la rapidité de mise en œuvre des différents composants, charpente et dalles préfabriquées, prêtes à poser. Il permet en outre, la réalisation de l'ouvrage avec le minimum d'interférence sur la circulation des voies à franchir, et la conception de la charpente offre une bonne résistance au choc éventuel de camion en phase de travaux et d'exploitation (choc de la benne levée ou de véhicule hors gabarit).

La connexion différée apporte une réponse sans équivalent au problème de la fissuration des hourdis en supprimant les effets du retrait à jeune âge, puisque le BHP utilisé effectue l'essentiel de son retrait avant que la connexion avec la charpente ne bloque son action.

La conception de la charpente permet l'utilisation de profilés standard réduisant les problèmes de soudure et les délais de parachèvement. La totalité des opérations réalisées en atelier assure une meilleure qualité et une plus grande sécurité et de meilleures conditions de travail.

La réalisation du hourdis béton en BHP B80, obtenu par assemblage de dalles préfabriquées, fait apparaître plusieurs avantages :

- ◆ amélioration de la qualité de l'élément béton en terme de parement et de meilleur respect des tolérances géométriques ;
- ◆ une plus grande sécurité et de meilleures conditions de travail : les dalles sont réalisées sur une aire de préfabrication et non pas sur un équipage mobile ;
- ◆ le béton hautes performances (BHP) aux fumées de silice permet un gain de poids, un risque de fissuration presque nul et une durabilité excellente, une réduction par un facteur 3 du fluage sous pré-

contrainte et donc de la diffusion de celle-ci dans l'ossature, ainsi qu'une bonne résistance aux agents agressifs que constituent les sels de déverglaçage.

## ■ LE PS 13, OUVRAGE MIXTE À DALLES PRÉFABRIQUÉES EN BHP, PRÉCONTRAINÉES ET À CONNEXION DIFFÉRÉE

L'ouvrage est situé sur le tronçon autoroutier d'A85 entre Villefranche-sur-Cher et Theillay, raccordement sur A71. L'ouvrage est un passage supérieur permettant le rétablissement du RD 147 en franchissement de l'autoroute, il est à deux travées de longueurs 17,70 m et 19,80 m. En plan, l'ouvrage est rectiligne et présente un biais de 90 grades. Son profil en long est parabolique avec un rayon de 2000 m, le sommet se situe sur la culée C3 (photo 1 et figure 1).

### Les appuis

Ils sont constitués de deux culées C1 et C3 et d'une pile centrale P2, les fondations sont de type superficiel, les culées sont constituées chacune par deux poteaux, couronnés d'un chevêtre, les bétons des culées sont en B30. La pile P2 de forme trapézoïdale, architecturée est réalisée, comme pour les dalles en BHP B80. Ce béton provient de la centrale Béton Service Berry (B.S.B) située à Saint-Doulchard à proximité de Bourges (photo 2).

### La charpente métallique

Classiquement constituée d'un bipoutre, chaque poutre est réalisée par l'assemblage de deux poutres HEA 800 de longueur 38,50 m en acier à haute limite élastique S460 M. Les opérations suivent la chronologie suivante :

- ◆ laminage des quatre poutres ;
- ◆ cintrage de chacune des poutres au profil théorique accentué de quelques millimètres à l'aide d'une presse horizontale de 450 tonnes ;
- ◆ préparation des chanfreins de 10 mm pour la soudure longitudinale ;
- ◆ présentation de l'assemblage des poutres deux par deux ;
- ◆ réalisation de la soudure en alternant partie supérieure et inférieure pour limiter les déformations, les soudures ne sont pas réalisées en pleine pénétration, contrôle par ultrasons ;
- ◆ meulage de la soudure sur la partie supérieure, pour restituer la surface de glissement des dalles ;
- ◆ réalisation du parachèvement, soudure des renforts verticaux et des corbeaux de vérinage et réalisation des tympans d'abouts de poutres ;
- ◆ collage des platines d'appuis définitifs et de vérinages à la résine époxy ;
- ◆ après préparation des surfaces (grenailage), les



Photo 2  
Pile en BHP B80  
Pier in B80 HPC

### LES PARTENAIRES DE L'OUVRAGE

- **Charpente métallique** : Europrofil Arbed & Wallerich Lux
- **Béton BHP B80 et béton autoplaçant** : Béton Service Berry (B.S.B)
- **Instrumentation de l'ouvrage** : L.R.P.C. de Blois et L.R.P.C. de Bordeaux

**Photo 3**  
**Contrôle des contre-flèches**  
**sur poutres HEA 800**  
**avant assemblage**

*Checking counter-deflection  
on HEA-800 beams  
before assembly*



**Photo 4**  
**Pose des poutres**  
**Placing the beams**



**Photo 5**  
**La charpente posée**  
**sur ses appuis, la face**  
**supérieure des poutres**  
**n'est pas protégée**

*The completed  
framework  
on its supports;  
the top of the beams  
has not been protected*



poutres reçoivent une protection tri-couche en totalité sauf les surfaces internes du caisson et la partie supérieure des poutres;

◆ livraison par Fer-Cam SNCF depuis le Luxembourg jusqu'en gare de Vierzon où les poutres seront rechargées sur une remorque Dolly et livrée sur le chantier.

L'ensemble du contrôle externe de fabrication a été assuré par le L.R.P.C. de Nancy.

La mise en place des poutres se fera au moyen de deux grues de capacité 160 et 120 t, le poids de chaque éléments étant de 18 t. Les opérations de transport depuis la gare de Vierzon, de déchargement du convoi et de pose des deux poutres puis de leur entretoisement provisoire au niveau des appuis ont été réalisés dans la même journée (photos 3, 4 et 5).

### La préfabrication des dalles

Le hourdis béton du tablier est constitué de 18 dalles, 16 dalles courantes d'une largeur hors tout de 8,24 m et d'une longueur de 2,20 m et deux dalles d'about au niveau de chaque culées, recevant les ancrages de précontraintes et permettant de rattraper le biais de l'ouvrage. Le profil transversal de l'ouvrage est en toit, avec une pente à 2,5 %, les dalles sont préfabriquées perpendiculairement à l'axe des poutres. La technique de préfabrication utilise le principe des joints conjugués, la dalle "n" étant coulée contre la dalle "n-1". L'épaisseur moyenne de la dalle est de 22 cm, la séquence de préfabrication se décompose de la façon suivante :

◆ préfabrication en temps masqué des prédalles sur appuis incorporant les réservations  $\varnothing$  80 mm pour les goujons, ainsi que les plots d'appuis ponctuels de la dalle sur la charpente (au nombre de trois par dalles, pour assurer la pose selon un plan). Ces plots sont des profilés  $\Omega$  en acier laissant une hauteur de 35 mm entre la sous-face de la dalle et la charpente;

◆ préfabrication en temps masqué des corniches en B80, dans un jeu de moules spécifiques métalliques;

◆ préfabrication en temps masqué de la cage d'armatures complète (sauf pour les dalles d'about qui seront ferrillées dans le coffrage);

◆ reprise de la dalle "n-2" et mise au stock au moyen des chariots de ripage-décoffrage (photo 6);

◆ décoffrage de la dalle "n-1" au moyen des chariots de ripage-décoffrage, et translation dans sa position de conjugaison, où elle repose sur les sphères de positionnement. Contrôle géométrique de cette dalle;

◆ nettoyage et graissage du coffrage;

◆ application de la cire de décoffrage sur la face conjuguée de la dalle "n-1";

◆ pose des prédalles de la dalle "n";

◆ pose de la cage d'armatures de la dalle "n";

- ◆ pose des gaines feuillards et des négatifs pour réaliser les gorges des joints au niveau des gaines de précontrainte à chaque joint de dalles ;
- ◆ enfilage des tubes métalliques de maintien des gaines (ceci pour éviter tout déplacement des gaines lors du bétonnage) ;
- ◆ pose des inserts de levage de la dalle (ancres à pieds) ;
- ◆ pose des corniches préfabriquées ;
- ◆ fermeture du masque avant sur lequel sont fixés les inserts pour les clés de cisaillement ;
- ◆ bétonnage de la dalle "n" et des deuxièmes phases de corniches de la dalle "n-1", confection des éprouvettes de contrôle des résistances à 7 et 28 jours, mais aussi à très jeune âge pour le décoffrage du lendemain ( $R_{c\text{mini}} = 16 \text{ MPa}$  pour le décoffrage) ;
- ◆ application du produit de cure, mise en place des bâches et de l'étuvage par température basse (photo 7).

Après mise en cadence de l'atelier, le cycle d'une dalle courante par jour a été obtenu, pour les dalles d'abouts nécessitant un ferrailage en place et la mise en œuvre d'un masque spécifique recevant les blocs d'ancrage 4T15, le temps de réalisation est d'une semaine.

### La pose des dalles

Les dalles au gabarit routier et d'un poids unitaire de 12 t ont été transportées par semi-remorque, à raison de deux dalles par voyage. Après pose de la première dalle d'about côté culée C1 et brêlage de celle-ci sur la charpente dans sa position définitive, les dalles sont encollées au moyen d'une colle époxy sur leur face, un joint néoprène est disposé dans chaque gorge au droit des gaines de précontrainte, puis les dalles préalablement équipées de garde-corps de sécurité sont posées à la grue mobile depuis la plate-forme sur la charpente. L'assemblage se fait alors au moyen de deux monotorons enfilés dans les gaines de précontrainte définitive, permettant ainsi de serrer les dalles par lot de trois. Les vérins monotorons restent en poste fixe à l'about de la dalle sur appui C1 (photos 8, 9 et 10).

Une fois l'ensemble des dalles posées, les 18 éléments sont assemblés par 12 câbles 4T15, ces câbles seront ensuite injectés au coulis de ciment. Le dimensionnement de la précontrainte est calculé pour que l'ensemble des plans de joints soit comprimé sous tous les cas de charges (figure 2).

### La connexion différée

Le soudage des 1000 goujons a été réalisé, tout comme la précontrainte, par les équipes de GTM Construction qui intégraient pour cela un soudeur spécialement formé et qualifié.

La soudure au travers des réservations se fait au moyen d'un appareillage spécifique comportant une



**Photo 6**  
Chariot de ripage-décoffrage  
*Shifting-Stipping truck*



**Photo 7**  
Stockage des dalles en cours de préfabrication  
*Storage of slabs during precasting*

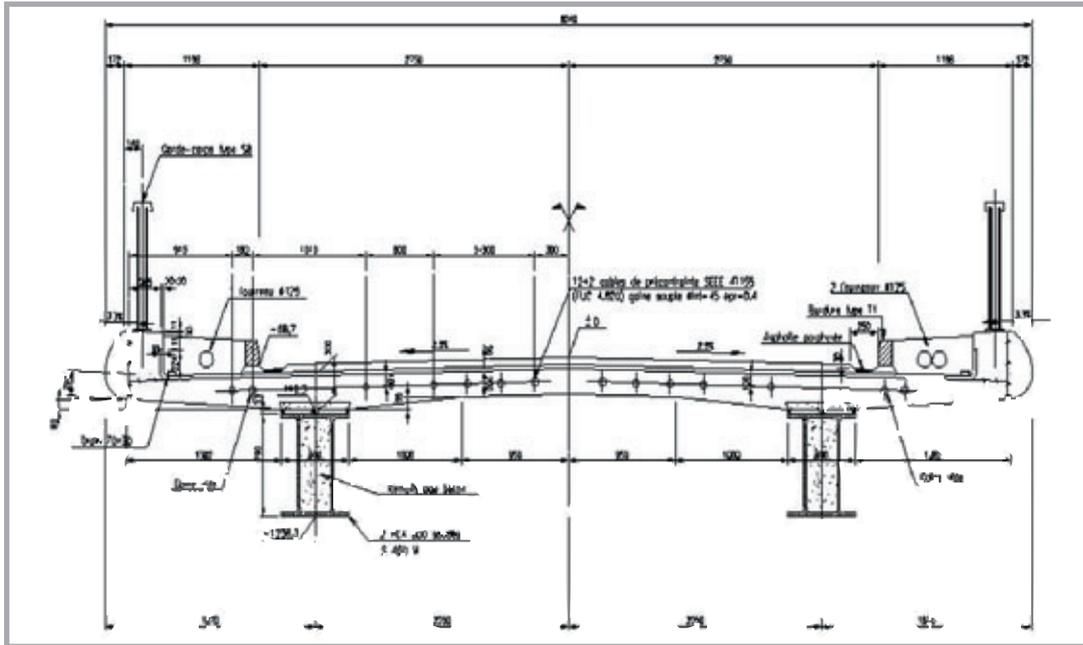


**Photo 8**  
Tablier en cours de pose  
*Deck being placed*

**Photo 9**  
Tablier en cours de pose  
*Deck being placed*



**Photo 10**  
Tablier en cours de pose  
*Deck being placed*



**Figure 2**  
**Coupe transversale de l'ouvrage**  
*Cross section of structure*

**Photo 11**  
 La rallonge du pistolet de soudure  
 en action sur la tôle de contrôle  
*Extension of welding gun in action  
 on the test plate*



**Photo 13**  
 Meulage de la tôle  
 pour préparation  
 de la surface avant soudure  
 du goujon  
*Milling the plate using  
 a specific tool for surface  
 preparation  
 before stud welding*

**Photo 12**  
 Le soudage  
 des goujons  
 sur l'about  
 de poutre  
*Welding  
 of studs  
 on beam end*



rallonge de pistolet type Nelson. La procédure homologuée et les contrôles rigoureux ont permis de mener à bien cette tâche, dans le respect de la norme sur le soudage des goujons soumis à la fatigue. Les contrôles réalisés à chaque démarrage de poste, sont complétés par l'exécution de goujons de contrôle toutes les quarante unités réalisées sur une tôle de contrôle. Un outillage spécifique permettant le meulage du dessus de poutre au travers des réservations a été conçu dans ce cas. La totalité des 1 000 goujons, incluant la préparation du support, a été menée à bien en cinq jours. Après soudure, la connexion de la dalle à la charpente est assurée par remplissage de l'interstice entre la dalle et la charpente et de la réservation du goujon au moyen d'un coulis sans retrait, celui utilisé pour l'injection des gaines de précontrainte, coulis qui offre de bonne résistance mécanique (comparable à celle du B80) et dont le retrait est quasiment nul. La mise en œuvre se fait après mise en place en sous-face des dalles d'un joint d'étanchéité entre la charpente et la dalle et en ayant pris soin de mettre en place à la pose des dalles un joint transversal toutes les trois dalles pour limiter l'influence de la dénivellée (figure 3, photos 11, 12 et 13).

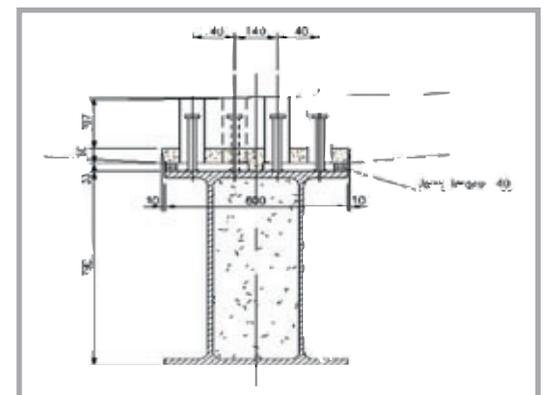
**La dénivellation d'appui**

Après réalisation de la connexion différée, le chantier procède à une dénivellation de 150 mm sur l'appui central P2. Cette opération a pour résultat de remettre de la précontrainte dans le hourdis béton permettant ainsi de limiter le nombre initial de câbles dans la dalle.

**Le remplissage des caissons de charpente**

Après dénivellation de l'appui P2 les caissons des poutres de la charpente sont remplis avec un béton autoplaçant mis en œuvre à la pompe, et injecté depuis une extrémité. Des tympans spécifiques

**Figure 3**  
**Détail de la connexion**  
*Connection detail*



d'injection munis de pipes et d'évents permettent d'obstruer les extrémités des poutres. Après prise du béton, ils seront démontés permettant de contrôler la qualité du remplissage et remplacés par les tympans d'obturation définitive.

## ■ L'INSTRUMENTATION ET LE SUIVI DE L'OUVRAGE

Un programme d'instrumentation et de suivi du PS 13, a été mis en place pour cet ouvrage. L'instrumentation, confiée au L.R.P.C. de Blois et de Bordeaux, consiste en la mise en place de jauges de déformations sur la charpente, équipée également de sondes de température. Le programme inclut les pesées de réactions d'appuis, sous différents cas de charge, et ce avant et après dénivellation d'appuis.

D'autre part une étude expérimentale du comportement différé du B80 sur la base d'un essai de fluage propre et un essai de retrait endogène a également été réalisée au LCPC. Les résultats intermédiaires de fluage montrent que le modèle réglementaire AFREM pris en compte dans les calculs d'exécution donne de résultats très satisfaisants par rapport aux mesures.

Ces mesures réalisées en cours de construction de l'ouvrage seront complétées par un suivi conjoint du maître d'ouvrage et du L.R.P.C. de Blois au cours des premières années après mise en service.

## ABSTRACT

### A85. Overpass PS 13 Composite structures with precast prestressed high- performance concrete slabs with deferred connections

Fr. Chevallier, J. Petitjean

Composite bridges using concrete and steel have been gaining favour owing to their low cost and construction advantages. There are however a certain number of difficulties related essentially to the shrinkage of the concrete in its early age, taken into account in the design codes but not preventing some cracking. Also, an analysis of the value of current structures on expressways shows the advantages of fast construction in minimising interface stresses between earthworks and structures. GTM-Construction and Dumez-GTM have developed an original "deferred connection" process : precast slabs in high-performance concrete (HPC 80) to highway gauge are assembled and pushed into place on a standard steel frame. The slabs are prestressed and then, once shrinkage has occurred, a deferred connection is made. Many features, both in design and construction, allow the optimisation of the structure and the completion time. Outstanding partnering between Setra, the client and the main contractor in connection with the French Innovation Charter enabled the implementation and control of the process with full satisfaction on a structure of the A 85 motorway.

## RESUMEN ESPAÑOL

### Autopista A85. El PS 13 Estructuras mixtas de losas prefabricadas de BHP, pretensadas y de conexiones diferidas

Fr. Chevallier y J. Petitjean

Los puentes mixtos en que se combinan las bovedillas de hormigón y las armaduras metálicas son objeto de un empleo preferente, debido a su coste reducido y las ventajas que presenta su ejecución. Todo ello no deja de presentar algunas dificultades derivadas principalmente del fenómeno de contracción del hormigón recientemente puesto en obra, cuyos códigos de cálculo se tienen en cuenta pero que no impiden cierta fisuración. Asimismo, un

análisis del valor de las estructuras corrientes en las vías rápidas pone de manifiesto el interés de una ejecución breve de este género de estructuras con objeto de reducir en todo lo posible las tensiones interfaciales entre las obras de movimiento de tierras y de las estructuras propiamente dichas. GTM-Construction y Dumez-GTM han desarrollado un procedimiento original de conexión diferida : las losas prefabricadas mediante BHP 80 según el gálibo viario se ensamblan y empujan in situ sobre una armadura metálica estandarizada, y, a continuación, se procede al pretensado de las losas, y, una vez obtenida su contracción, se aplica una conexión diferida. Tanto las múltiples disposiciones técnicas tanto conceptuales como de construcción permiten optimizar la estructura y los tiempos de ejecución. Una coparticipación ejemplar entre la empresa y Setra a los responsables técnicos y las empresas constructoras en el marco de una Carta Innovación ha permitido aplicar el procedimiento preconizado y su control con la mayor satisfacción para unas obras ejecutadas en la autopista A 85.

# Le pont de Jassans

## Un bipoutre "extra-ordinaire"

Le nouveau pont de Jassans-Riottier sur la Saône démontre que les structures mixtes de type bipoutre sont encore source d'innovation et permettent de concevoir des ouvrages élégants s'insérant parfaitement dans des sites de caractère.

Avec ses 130 mètres de portée centrale, sa hauteur variable et l'utilisation d'aciers thermo-mécaniques à très haute limite élastique, il constitue un ouvrage exceptionnel réalisé avec une structure "traditionnelle" et économique.

Il est le fruit d'un travail d'équipe associant le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, les concepteurs et l'entreprise, qui peuvent se prévaloir d'une réalisation de qualité.

### LE PONT DE JASSANS ET LE DÉVELOPPEMENT DE L'AGGLOMÉRATION DE VILLEFRANCHE-SUR-SAÔNE

C'est dans le cadre de l'élaboration du schéma directeur du Val de Saône, dans les années 1970-1980, qu'a été mise en évidence la nécessité de réaliser, à terme, deux nouveaux ouvrages de franchissement de la Saône entre les départements du Rhône et de l'Ain, l'un, pont Nord, à environ 700 m à l'aval du pont de Beauregard, l'autre, pont Sud, à environ 2 km à l'aval du pont de Frans.

Initié en 1993, le Dossier de voirie de l'agglomération de Villefranche a confirmé l'intérêt du pont Nord, et l'a intégré comme une pièce essentielle de l'aménagement de ce secteur. En effet, l'expansion industrielle et commerciale de l'agglomération de Villefranche ne peut se faire que sur la partie ouest de la Dombes, l'ensemble du lit ma-

jeur de la Saône étant déjà particulièrement encombré. Par ailleurs, d'importants échanges économiques existent dans les deux sens entre l'ensemble de la Dombes et l'agglomération Caladoise. Enfin, à l'heure actuelle, les deux ponts existants posent, de par leur conception, des problèmes évidents de capacité.

Le pont de Frans, 23 000 véhicules/jour en moyenne journalière annuelle, est complètement saturé aux heures de pointe. De plus, il est limité en hauteur.

La passerelle de Beauregard (6 000 véhicules/jour) est limitée en tonnage et en gabarit, tant en hauteur qu'en largeur. Il fallait donc qu'une décision soit prise et c'est en janvier 1990 que les deux Conseils généraux du Rhône et de l'Ain ont fixé le principe de la réalisation d'un nouvel ouvrage.

Malgré quelques tergiversations sur sa position, la route nouvelle d'accès au plateau, côté Ain, posant quelques problèmes environnementaux, d'ailleurs très bien résolus, le projet a été déclaré d'utilité publique le 27 mai 1993.

Les études se sont poursuivies jusqu'au jugement d'un concours de concepteurs le 22 avril 1996.

Le temps des travaux, il aura fallu environ 30 ans (1970-2000) pour passer de l'idée à la réalisation, et à l'ouverture du pont de Jassans 2000.

Figure 1  
Élévation de l'ouvrage  
Elevation of structure

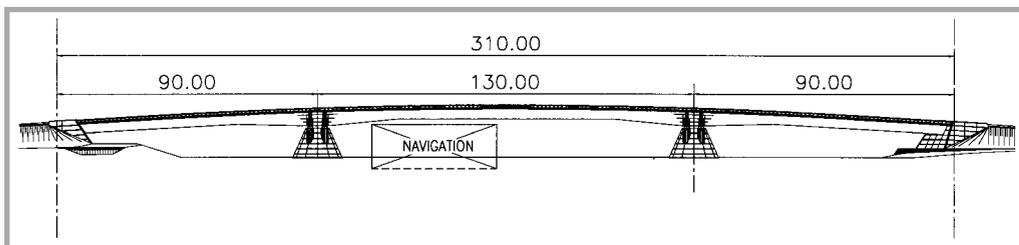
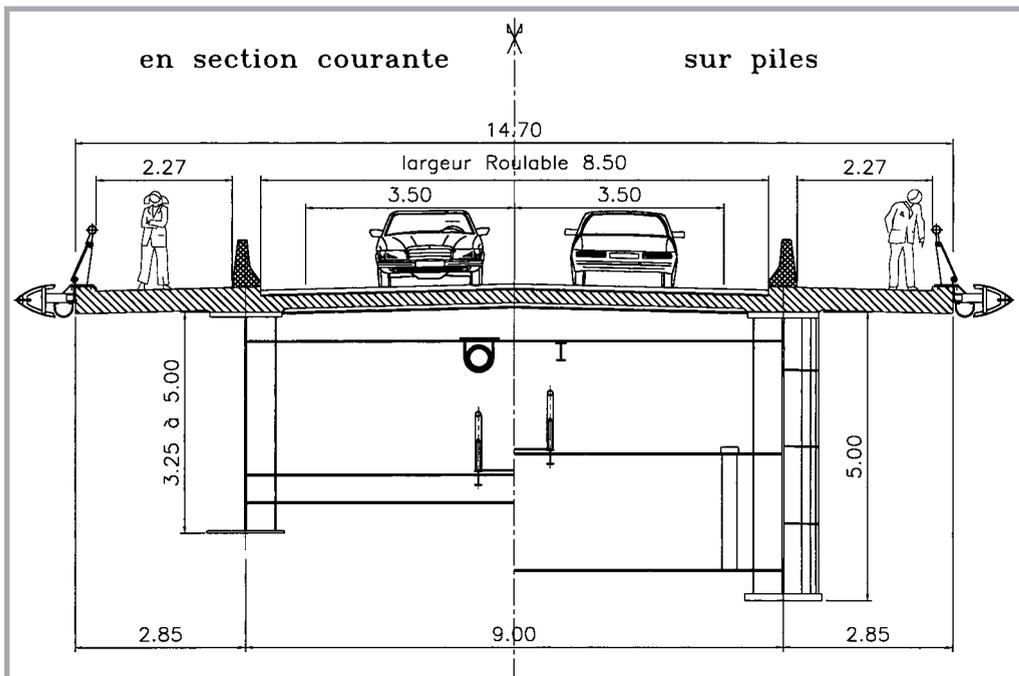


Figure 2  
Coupes transversales - Cross sections



### CONCEPTION DE L'OUVRAGE

#### Généralités

Lauréat du concours de conception, l'équipe Quadric - Berlottier a proposé un tablier bipoutre en ossature mixte à trois travées (90 m - 130 m - 90 m) de hauteur variable (figure 1).

Ce tablier repose par des appuis dédoublés sur deux piles en rivière qui sont des troncs de cône fondés sur des pieux. Les culées également fondées sur pieux sont des troncs de pyramides.

#### Caractéristiques géométriques et fonctionnelles

L'ouvrage en alignement présente un biais de 75 grades avec la rivière. Le profil en long est constitué par un arc de parabole de rayon 2 000 m axé sur la travée centrale prolongée de chaque côté par une rampe de 6 % de pente. Le profil est compatible avec un tirant d'air de 7 m au-dessus des plus hautes eaux navigables.

Le profil en travers sur ouvrage est constitué par :

# dans l'Ain

◆ une chaussée dégageant deux voies de 3,50 m et deux bandes dérasées de 0,75 m soit une largeur totale de 8,50 m ;

◆ une barrière GBA bordant de part et d'autre la chaussée circulée et séparant de celle-ci deux trottoirs de 2,27 m de largeur utile chacun. Ces trottoirs permettent la circulation de piétons et de cycles sur chaque rive de l'ouvrage.

La largeur totale entre nus des garde-corps est donc de 14,00 m (figure 2).

Cette largeur totale ménage la possibilité de création ultérieure d'une troisième voie circulée. La largeur roulable serait alors de 10,50 m avec deux trottoirs dont la largeur serait alors ramenée à 1,27 m.

Dans toutes les configurations, les barrières GBA séparent la circulation routière de la circulation des piétons et des cycles.

Le profil en travers est en toit avec un dévers de 2,5 %. Les rives sont équipées de garde-corps, caniveaux et corniches.

## Tablier

Le tablier est constitué d'un bipoutre métallique sur lequel est connecté un hourdis en béton armé. La hauteur variable des poutres est de 5,00 m à 3,25 m.

La variation de hauteur s'effectue sous forme de goussets de 25,00 m de longueur de chaque côté de l'axe de la pile. L'intrados de la poutre est horizontal sur la travée centrale, le restant de l'ouvrage étant de hauteur constante.

La largeur de la membrure supérieure est de 1200 mm, celle de la membrure inférieure est de 1300 mm.

Transversalement, les poutres métalliques sont distantes de 9,00 m ; elles sont reliées en partie haute par des pièces de pont supportant le hourdis en béton (entraxe 4,167 m) et en partie basse par des entretoises de façon à rigidifier transversalement la structure compte tenu de sa grande hauteur (entraxe  $2 \times 4,167 = 8,333$  m).

Les pièces de pont sont des poutres en PRS de 600 mm de hauteur à l'axe du tablier ; les entretoises courantes sont des profilés HEA 500 alors que les entretoises proches des piles sont des poutrelles PRS de hauteur variable (photo 1).

Le double cadre sur pile est constitué des montants d'appui (PRS en T fermé par deux plats à l'intérieur et PRS en T plus demi-cylindre à l'extérieur), d'une pièce de pont et d'une entretoise.

Une passerelle longitudinale permettant de sup-

porter des réseaux et d'accéder aux piles s'appuie sur les entretoises. Sa largeur utile est de 1,20 m. Le hourdis en béton armé a une épaisseur constante de 22 cm sur toute sa largeur avec des renforts de 3 cm de hauteur au-dessus des poutres. Les encorbellements atteignent 2,85 m par rapport à l'axe des poutres.

## Culées

Le principe général de conception des culées est de réaliser des culées droites puisque le tablier est mécaniquement droit, et de matérialiser le biais de franchissement par rapport au cours d'eau à l'aide d'un habillage rapporté en éléments préfabriqués en béton en forme de tronc de pyramide (figure 3).



Photo 1  
L'entretoisement  
et la passerelle  
d'accès aux piles

*Bracing  
and access footbridge  
to piers*

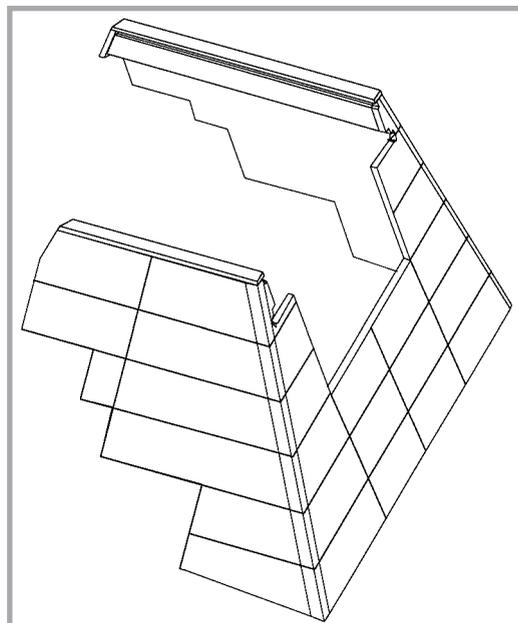


Figure 3  
Perspective de l'enveloppe  
extérieure des culées

*Perspective view  
of exterior envelope  
of abutments*

### Guy Charreton

IPC - DIRECTEUR GÉNÉRAL ADJOINT  
DES SERVICES DU DÉPARTEMENT  
DE L'AIN

### Patrick Berger

ITPE - CHEF DE LA CDOA  
DDE de l'Ain

### Jean-Vincent Berlottier

ARCHITECTE



### Jean-Marie Chenot

INGÉNIEUR  
Quadric

### Pierre Mathieu

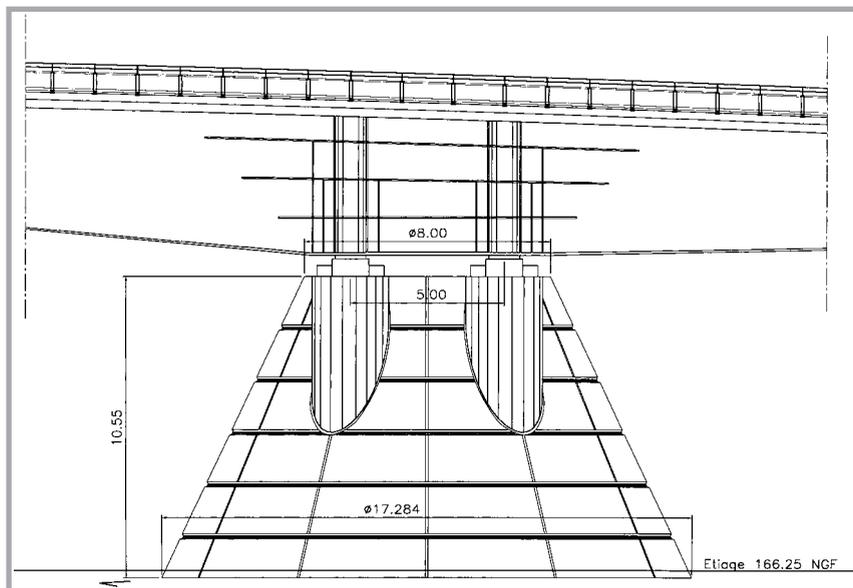
DIRECTEUR DU DÉPARTEMENT  
GÉNIE CIVIL  
Baudin Chateaufort

### Robert Dubois

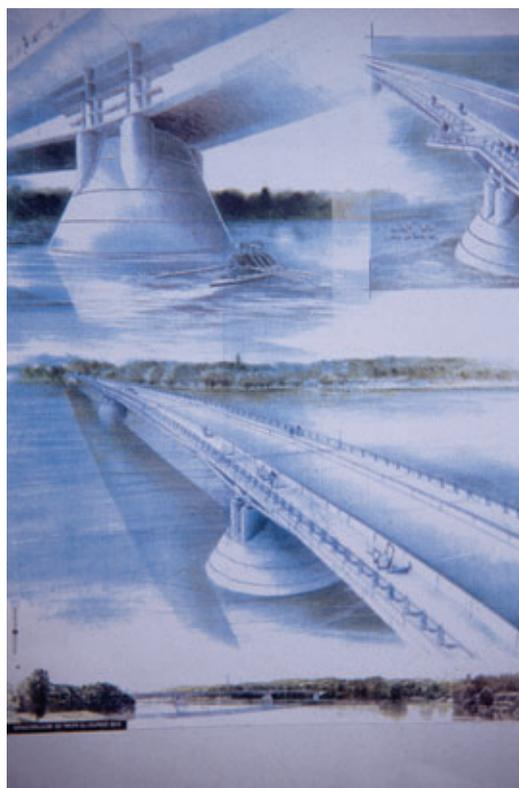
DIRECTEUR  
COMMERCIAL  
DÉPARTEMENT PONTS  
MÉTALLIQUES  
Baudin Chateaufort



**Figure 4**  
Elévation  
d'une pile  
*Elevation  
of a pier*



**Figure 5**  
Elévation  
architecturale  
*Architectural  
elevation*



La culée est fondée sur deux files de quatre pieux de 1,20 m de diamètre, distantes de 3,60 m. Les quatre pieux sont disposés par couple centrés sous les appuis. Les pieux sont coiffés d'une semelle en béton armé de 2,00 m d'épaisseur moyenne. Compte tenu de la hauteur importante du soutènement des remblais d'accès qui constituent la culée et de la qualité très médiocre des terrains en place, le remblaiement de la culée rive gauche est réalisé à l'aide d'un remblai allégé en pouzzolane de façon à limiter les poussées sur la culée et donc les efforts horizontaux en tête de pieux de fondations.

## Piles en rivière

Les piles en rivière sont fondées sur des pieux de 1,60 m de diamètre au nombre de 10 par pile. La répartition des pieux est adaptée pour résister au choc de bateaux et pour transmettre la descente de charge provenant du tablier.

Les pieux sont coiffés par une semelle en béton armé circulaire de 17,00 m de diamètre et de 2,00 m d'épaisseur.

Cette semelle est "perchée" légèrement en dessous du niveau d'étiage maintenu artificiellement par les aménagements situés en aval.

Le fût de pile est constitué par quatre colonnes Ø 2,50 m recevant chacune les appareils d'appui dédoublés supportant le tablier. Les emplacements pour le vérinage des poutres sont prévus de chaque côté des appareils d'appui, constitués par des plaques de néoprène fretté.

Les colonnes de la pile sont habillées par des éléments préfabriqués de coque en béton armé lui donnant une forme tronconique (figure 4).

Chaque élément préfabriqué est constitué d'un tronçon du voile conique et d'un voile radiant permettant un empilement suivant une pente à 44 %.

La liaison des éléments préfabriqués est réalisée par bétonnage de joints de clavage et de voiles raidisseurs. L'épaisseur des voiles est de 25 cm.

En partie basse, la réalisation d'une "couronne" de renfort jusqu'au niveau des plus hautes eaux navigables permet d'éviter la rupture des éléments d'habillage en cas de chocs de bateaux.

Le calepinage des joints horizontaux et verticaux entre éléments préfabriqués a fait l'objet d'une analyse architecturale et structurelle.

## Superstructures et équipements

Le trottoir est bordé par un garde-corps spécifique. Le recueil des eaux est assuré par un caniveau métallique masqué par une corniche ogivale. L'étanchéité est réalisée par feuilles préfabriquées. Les trottoirs sont constitués d'un béton drainant surmonté d'un béton désactivé.

L'ouvrage est équipé d'une passerelle de service pour permettre un accès aux réseaux qui empruntent l'ouvrage.

## LA CONCEPTION ARCHITECTURALE

L'ouvrage se situe dans une zone plane où la Saône est étalée. Il est visible des deux ouvrages voisins : les ponts de Beauregard et de Frans.

L'équipe du concours n'a pas retenu une solution en béton précontraint qui se serait avérée lourde sur le cours de la Saône car épaisse et basse sur l'eau.

De même les solutions avec structure "par dessus" (suspendu, haubané, bow-string) ont été écartées car le profil en travers évolutif interdit toute structure axiale et des structures latérales auraient dépassé largement l'enveloppe budgétaire prévue. Les ouvrages à hauteur constante auraient imposé d'implanter trois piles en rivière, dont une dans l'axe de la Saône, ce qui serait regrettable à cet endroit où la large rivière donne une impression de plan d'eau.

L'ouvrage réalisé est donc un bipoutre en ossature mixte à trois travées de hauteur variable, les variations des hauteurs étant rectilignes. C'est un ouvrage simple, en charpente métallique, qui crée pour la rivière et la navigation une belle porte dans l'axe de son cours (figure 5).

L'utilisation de la couleur sur les poutres métalliques facilite l'intégration dans le site et le rapprochement, par le matériau, avec les deux ponts voisins qui sont également métalliques.

Le profil en travers garantit un confort extrême aux piétons et cyclistes qui sont parfaitement protégés des véhicules par une barrière béton. Cela permet en outre un affaiblissement acoustique du bruit de roulement des véhicules.

Les corniches-caniveaux et les garde-corps sont réalisés en tôles laquées perforées ce qui assure une transparence sur le paysage.

Les deux piles en rivière ont une forme conique, forme hydraulique et résistante aux chocs des bateaux, faisant disparaître très simplement le biais entre l'axe de la rivière et l'axe du pont. Le recours à la préfabrication de leurs parements a permis de garantir une qualité parfaite d'exécution et d'aspect.

Le détail des appuis sur les piles et les raidisseurs sur les poutres donne à l'ouvrage son dessin, son identité.

Les quatre colonnes en béton qui émergent du cône sous les appuis sont prolongées par les raidisseurs tubulaires sur l'âme des poutres métalliques; des raidisseurs horizontaux relient les raidisseurs verticaux et atténuent la grande hauteur de la poutre au droit des appuis (photo 2).

Le tablier comporte de petites surlargeurs en balcon au droit des piles pour le charme des promeneurs et le confort des pêcheurs.

Les culées sont traitées avec des parois inclinées afin de bien ouvrir les vues sur le paysage par dessous le pont.

Ces perrés raidis sont rythmés de larges joints horizontaux, à l'identique des piles. Tout cela est traité en éléments préfabriqués.

Des escaliers sur les talus, le long des parois en retour, permettent aux piétons de rejoindre les chemins sur berges le long de la Saône. Ils sont décollés des murs afin de permettre la végétalisation de ceux-ci par des plantes grimpantes adaptées (ampélopsis) sans risque aucun pour leur pérennité.



**Photo 2**  
Raidissage extérieur des poutres au droit d'une pile

*Exterior stiffening of the beams at a pier*

## ■ LA CONDUITE ET LE DÉROULEMENT DU CHANTIER

La durée du chantier s'est déroulée sur 20 mois hors intempéries avec un planning découpé selon quatre grandes phases : fondations et appuis, construction de la charpente métallique, hourdis béton armé, superstructures.

D'une manière générale, la direction de travaux assurée par la CDOA de la DDE de l'Ain s'est organisée d'une part avec l'assistance du bureau d'études Quadric pour les notes de calculs et plans d'exécution, d'autre part avec le CETE de Bron pour les contrôles des matériaux et procédures d'exécution.

La réalisation d'un tel chantier n'a pas posé de problèmes majeurs sur le calcul des structures ou l'exécution de phases très délicates comme le dévérinage des piles ou le lancement de la structure métallique.

Toutefois, il convient d'attirer l'attention sur la difficulté à réaliser les phases qui ne remettent pas en cause la structure porteuse de l'ouvrage, notamment les superstructures. Les détails de ces éléments ne sont développés que très tardivement alors qu'ils nécessitent une longue mise au point pour respecter à la fois l'étude architecturale, les prescriptions techniques et l'exécution ou la mise en place. De même, la mise en peinture de l'ossature métallique demande une réflexion initiale très précise afin de ne pas connaître sur le site des contraintes très importantes pour la reprise des joints et l'exécution de la couche de finition.

## ■ LE CHANTIER DE GÉNIE CIVIL

### Les piles

L'entreprise avait prévu de réaliser les piles depuis des estacades provisoires sur pieux métalliques fonnés à l'avancement. La mise en évidence de ca-

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maîtrise d'ouvrage**

Conseil général de l'Ain

### **Maître d'œuvre**

DDE de l'Ain

### **Bureau d'études**

Quadric

### **Architecte**

Jean-Vincent Berlottier

### **Entreprise**

Baudin Chateauneuf (départements Génie civil et Ponts métalliques)

**Photo 3**  
Retrait  
d'une plate-forme  
de préfabrication avant  
descente de la partie  
immergeable d'une pile  
(17 m de diamètre  
et 450 tonnes)

*Removal of a precasting  
platform before lowering  
the immersed part  
of a pier  
(17 m diameter,  
450 tonnes)*



**Photo 4**  
Descente et immersion  
de la partie inférieure  
d'une pile

*Lowering  
and immersion  
of lower part of a pier*



► ractéristiques hétérogènes des sols a conduit à envisager l'utilisation d'un atelier flottant pour les maintenances de charges lourdes ou pouvant provoquer des efforts dynamiques importants difficiles à quantifier.

La réalisation des piles en rivière a été faite suivant une méthode originale conçue et proposée par le département Génie civil de Baudin Chateaufort. En effet, la réalisation de semelles très importantes (17 m de diamètre pour 2 m d'épaisseur) coiffant les dix pieux de 1,60 m de diamètre immergées à environ 8 m du fond du lit de la Saône imposait la réalisation de batardeaux en palplanches remplies de 5 000 m<sup>3</sup> de remblais. Le coût de ces enceintes de palplanches était d'autant plus important que les variations du niveau de la rivière sont d'une grande amplitude (environ 5 m).

L'entreprise a donc préféré les remplacer par deux plates-formes de préfabrication des piles situées au-dessus du niveau prévisible pour les crues.

La réalisation des pieux de chacune des piles a donc été faite depuis un atelier flottant, par terrassement des graves dans chacun des 10 tubes métalliques de 1,60 m de diamètre et 25 m de longueur environ préalablement descendus en place par vibrofonçage. Les cages d'armatures pré-assemblées étaient mises en place à l'aide d'une grue de chantier depuis les extrémités des estacades, et les bé-

tonnages des pieux étaient réalisés à la pompe à béton depuis ces mêmes estacades.

Les parties immergeables des deux piles ont donc été partiellement préfabriquées à un niveau supérieur de 5 m environ au-dessus de leurs positions définitives, pour être descendues par vérinage (450 t) et être encastrées en tête des 16 pieux en attente (photo 3).

Pour cela, chacune des dalles de fondation des piles a été réalisée en deux phases. La première de 0,60 m d'épaisseur reprenant la base des éléments tronconiques inférieurs était descendue et enclenchée en tête des pieux en attente. Elle constituait ainsi un caisson étanche dans lequel était coulée la seconde partie de la dalle de 2,00 m d'épaisseur.

Chaque élément de pile était suspendu à un châssis métallique spécifique par 12 barres filetées de 60 mm de diamètre. Le vérinage a été réalisé avec 12 vérins à corps creux de 90 t asservis 3 à 3 (photo 4).

La construction de la partie hors d'eau des piles était ensuite entreprise de façon traditionnelle depuis les estacades provisoires (photo 5).

Si la mise au point de la méthode semblait délicate, l'entreprise n'a pas rencontré de difficultés particulières pour sa conception et la réalisation a été sans surprise.

Cette méthode a permis l'économie de 360 t de palplanches battues puis retirées et de 5 000 m<sup>3</sup> de remblais, l'ensemble en site fluvial. Le bilan économique a été appréciable pour le maître d'ouvrage.

### Les culées

De prime abord, la réalisation des culées ne présentait apparemment pas de difficultés. La définition fine de la géométrie a montré qu'il n'en était rien et contre toute attente, la construction s'est révélée beaucoup plus complexe en matière de géométrie que ce que les différents intervenants avaient envisagé.

Cette complexité était essentiellement liée à la conception par éléments préfabriqués finis qui ont constitué un véritable puzzle mécanique et l'étude pour la réalisation a montré que beaucoup d'éléments étaient uniques.

Par ailleurs, les différentes courbes géométriques enveloppes engendrées par les tronçons de tablier à inertie variable lors de leurs lancements ont nécessité de poser certains éléments en sous-œuvre, une fois la charpente en position et la dalle de tablier coulée. Ces sujétions ont été relativement lourdes en raison du poids de certaines pièces (plusieurs tonnes pour certaines), de l'inclinaison des parements et des différents mouvements à opérer pour la mise en place, lesquels ôtaient toutes possibilités d'utilisation d'engins classiques de maintenance (photo 6).

## La dalle du tablier

La dalle de tablier a été construite à l'aide de deux équipages mobiles classiques, et sa réalisation n'a pas posé de problèmes particuliers.

## Les superstructures

Les superstructures sont classiques et n'ont pas posé de problèmes majeurs quant à leurs définition et construction. Cependant, et d'une façon générale, le délai très court de réalisation pour ce type d'ouvrage (20 mois) et le hasard des dates ont amené à ce qu'un grand nombre d'intervenants travaillent simultanément sur le même site pour les superstructures dans des temps extrêmement courts et en période estivale (juillet et août 2000). Compte tenu de la charge de travail exceptionnellement importante de l'année 2000 pour les entreprises de second œuvre, compte tenu par ailleurs des difficultés de recrutement de personnel qualifié, lesquelles sont accrues par la mise en application des 35 heures et par la période de congés traditionnels, quelques difficultés sont apparues lors de la réalisation des travaux en fin de délai.

## Conclusions

Contre toutes attentes, les difficultés de construction sont apparues lors de la réalisation des parties d'ouvrages qui ne semblaient pas présenter de difficultés :

- ◆ construction délicate des culées et de leurs habillages compte tenu de leur conception et de leur géométrie;
- ◆ activité générale très freinée et stoppée à de nombreuses reprises au cours des mois de décembre 1998 à mars 1999 en raison des intempéries et très fortes crues de la Saône pendant la réalisation des travaux de fondation. Au terme du chantier, près de 100 jours d'inactivité ou d'activité partiellement stoppée par les conditions météorologiques ont été comptabilisés, soit près de 4 mois sur 20;
- ◆ difficultés de réalisations des superstructures concentrées en juillet et août 2000 en raison de la charge inhabituelle des entreprises de second œuvre en 2000, particulièrement en période estivale. Ces difficultés ont été accrues par l'abaissement du potentiel de beaucoup d'intervenants en raison de la mise en application de la limitation de la durée du travail et de la quasi impossibilité de recruter du personnel qualifié dans certaines corporations.

## ■ L'OSSATURE MÉTALLIQUE

Si on décrit le pont de Jassans - Riottier sur la Saône comme étant un bipoutre mixte à trois travées continues, le lecteur, même averti pourra légiti-



**Photo 5**  
Construction traditionnelle de la seconde phase d'une pile  
*Conventional construction of a pier in the second phase*



**Photo 6**  
Structures supports des panneaux des enveloppes extérieures  
*Supporting structures for the panels of the exterior envelopes*

mement penser qu'il s'agit d'un ouvrage somme toute courant. Il n'en est rien, et ce pont sort de l'ordinaire à plus d'un titre.

Sa portée centrale de 130 m en fait une espèce de record en son genre, qui induit des hauteurs de poutre impressionnantes sur piles.

L'utilisation d'aciers à très haute limite élastique, 460 MPa, et thermo-mécaniques est également une particularité, même si ce n'est plus une innovation.

Enfin, le dédoublement des appuis sur pile a posé quelques difficultés lors des études d'exécution.

## Etudes

Le dossier d'appel d'offres comportait deux options obligatoires qui prévoyaient respectivement des poutres entièrement en acier S355 normalisé ou S460 thermo-mécanique.

Les poids d'acier portés au détail estimatif étaient respectivement de 1 600 et 1 420 t.

L'étude a confirmé ce qui était attendu, à savoir que le gain de poids apporté par l'acier à 460 MPa de limite élastique n'était pas suffisant pour compenser le surcoût de cet acier, surtout si on l'utilisait dans les zones où une telle résistance n'était pas nécessaire.

La solution "classique" s'est donc avérée la moins-



disante. Cependant, après avoir proposé sans succès plusieurs variantes utilisant ces nouveaux aciers pour d'autres appels d'offres, l'entreprise a trouvé avec cet ouvrage, la possibilité d'avoir une première référence de pont en acier thermo-mécanique.

C'est pourquoi nous avons proposé au maître de l'ouvrage, dès le début des études d'exécution, de panacher l'utilisation d'aciers S460 M et ML dans les zones sur piles, et S355 N en travées.

A résistance équivalente, les épaisseurs des semelles en S 460 sont plus faibles qu'en S 355, ce qui a deux intérêts :

- ◆ les joints bout à bout sont moins importants ;
- ◆ le poids des tronçons sur pile est diminué, ce qui facilite grandement le lancement.

Il est à noter que le raidissage des poutres est réalisé avec de l'acier S 355.

Cette solution n'entraînant aucun surcoût par rapport au marché, le maître d'œuvre a appuyé la proposition de l'entreprise et le maître de l'ouvrage l'a accepté.

Les études conduites par Baudin Chateaufort ont abouti à une répartition matière de 1 520 t dont 260 t d'acier S460 M et ML.

Les dédoublement d'appuis a lui aussi posé plusieurs interrogations qu'il a fallu lever dès le début des études d'exécutions.

Ce dédoublement était dû à la méthode de montage imaginée par Quadric dans son projet. La charpente devait en effet être posée à la bigue, les tronçons sur pile devant y être brêlés pour les stabiliser pendant la pose des tronçons de rive et du tronçon de clavage.

La solution du dédoublement d'appui s'imposait alors, et avait plusieurs conséquences dont la présence d'une sous-face horizontale de 7,50 m de long sur pile, et des montants d'appui provisoires dédoublés.

L'architecte a utilisé ces obligations techniques pour donner à l'ouvrage un caractère particulier et renforcer la visibilité de ce dédoublement par un raidissage extérieur des poutres sur piles. Or le coût d'un montage par voie fluviale s'est avéré bien plus important que le lancement. La location de bigues et de pontons d'une capacité suffisante pour lever les tronçons d'ouvrage était trop onéreuse compte tenu du nombre restreint de tels équipements sur la Saône, et du poids relativement faible de charpente pour l'amortir.

Outre la fonction de clouage des tronçons sur pile pendant un montage à la bigue le dédoublement des appuis permettait de réduire la souplesse de la travée centrale : la flèche obtenue sous charges d'exploitations en travée centrale est de 7 cm soit le 1/1 800<sup>e</sup> de la portée. Les deux appareils d'appui d'un doublet d'une même poutre sont distants de 5 m entraxe. Chaque appui est constitué de quatre élastomères frettés placés côte à côte.

Compte tenu de la rigidité de la poutre (5 m de haut

sur piles) et de la distance entre appuis, le doublet constitue un encastrement partiel.

Techniquement, cela impose les contraintes suivantes :

- ◆ l'ouvrage est dimensionné pour comporter trois voies si nécessaire. La charge d'exploitation maximale sur la travée centrale provoque un soulèvement sur les appuis du doublet côté travée de rive. Il faut alors clouer l'ouvrage sur les piles par l'intermédiaire de câbles de précontrainte. Des réservations dans les piles sont prévues à cet effet. Les appareils d'appui sur piles sont munis de dispositifs anti-cheminement ;

- ◆ la mise sur appuis définitifs doit se faire de façon très soignée de manière à ce que sous charges permanentes, la descente de charges soit équilibrée dans les deux appuis d'un doublet. Un écart de niveau de 1 mm provoque un basculement de charge de 50 t d'un appui à l'autre.

Il a été un moment évoqué la possibilité de remplacer le doublet par un appui à pot unique, cela permettait de recentrer la descente de charges sur les fondations. L'ouvrage a été aussi calculé dans cette hypothèse. Cela n'aurait imposé aucun renforcement de la structure. Seule la justification de l'ossature à la fatigue nécessitait quelques aménagements (raccordements circulaires à la jonction pièces de pont/poutres principales).

Cependant, le dédoublement d'appuis avait des conséquences importantes sur le dimensionnement et la conception des fondations sur pieux, et il a été finalement décidé de le conserver.

Ce fonctionnement apporte une augmentation des moments négatifs sur pile, et rend encore plus pertinente l'utilisation d'acier à très haute limite élastique.

Afin de diminuer les moments négatifs sur appui, et de diminuer la fissuration de la dalle, des dénivellations d'appui de 105 cm ont été prévues après réalisation du hourdis.

Après avoir envisagé d'effectuer ces dénivellations en relevant la charpente sur culées, il a finalement été décidé de revenir à une méthode plus classique et de dévériner l'ouvrage sur piles.

## Fabrication

La structure métallique a été fabriquée dans les ateliers de l'entreprise à Châteaufort-sur-Loire.

Chacune des poutres a été découpée en 12 tronçons d'environ 25 m de long. Le plus lourd est le tronçon sur pile, qui se trouve également être le plus long avec 28 m et 90 t.

Les dimensions de l'âme sur pile, 5 m, ont nécessité la réalisation d'un joint soudé horizontal.

Après oxycoupage des âmes et des semelles sur banc à commandes numériques, les joints bout à bout sont réalisés soit au chariot soit à la potence de soudure automatique.

Les tronçons sont ensuite reconstitués sur la ma-

chine à PRS verticale qui permet de fabriquer des poutres dont la hauteur peut aller jusqu'à 5,67 m. Pour des raisons de poids et de variation de pente, les tronçons sur pile n'ont pu être complètement reconstitués sur cette machine.

On l'a utilisée pour reconstituer le Té âme – semelle supérieure et pour réaliser la soudure âme-semelle inférieure sur une partie de la longueur. Le reste de la semelle inférieure a ensuite été soudé à l'âme au portique, puis le bout à bout entre les deux parties de la semelle inférieure a été réalisé au portique.

L'habillage des poutres a ensuite été réalisé en utilisant au maximum les moyens de soudure automatique de l'atelier. Malgré cela, la mise en place et la soudure des raidisseurs de toute nature a représenté en moyenne 40 % du temps de fabrication des poutres.

En ce qui concerne l'utilisation d'aciers thermo-mécaniques, le seul point à signaler est le problème de déformation que nous avons rencontré après oxycoupage des semelles. Pour des raisons de format de tôles les semelles ont été approvisionnées en double largeur. Elles ont été oxycoupées avec trois chalumeaux comme on le fait couramment pour éviter les déformations liées au retrait d'oxycoupage.

Après cette opération les tôles étaient déformées en "banane" et il a fallu réaliser des chaudes de retrait pour les redresser. Or la réalisation de celles-ci avec des aciers thermo-mécaniques doit faire l'objet de soins très particuliers car une élévation trop importante et non contrôlée de la température pourrait remettre en cause la structure de l'acier et ses qualités. Il est probable que ces déformations sont liées à des contraintes résiduelles enfermées dans la tôle lors du refroidissement rapide au laminage, et qui se sont trouvées libérées à l'oxycoupage.

Les poutres ont été transportées jusqu'au chantier par convoi routier exceptionnel.

## Montage

La solution de montage proposée par Baudin Chateaufort était de lancer l'ouvrage par moitié à partir de chacune des deux rives où des plates-formes de lancement pouvaient être réalisées (photo 7). Cependant les longueurs réduites des plates-formes ont conduit à lancer chaque demi-ouvrage en sept phases et quatre lancements (photo 8).

Chaque demi-ouvrage est découpé en six tronçons. La première phase consiste en l'assemblage des trois premiers tronçons et de l'avant-bec de 25 mètres.

Pour éviter le basculement de la charpente la phase suivante consiste en l'assemblage d'un tronçon et en un lancement juste suffisant pour permettre l'amenée et l'assemblage du tronçon suivant.

Malgré cela un lest de 154 t est nécessaire afin de



**Photo 7**  
Premier demi-ouvrage lancé

*First launched half-structure*



**Photo 8**  
Système de traction de l'ossature

*Framework pulling system*

conserver une sécurité suffisante sur la position du centre de gravité.

La phase suivante permet, après l'assemblage du cinquième tronçon et l'augmentation du lest, d'accoster la pile, avec des manœuvres de vérinage et de transfert de charge d'une chaise sur l'autre. Pendant cette phase on démonte l'avant-bec à l'aide d'une grue sur ponton. La mise en place s'achève par l'assemblage du dernier tronçon et une dernière phase de lancement.

La seconde moitié de l'ossature est montée suivant le même principe.

Une fois les demi-ouvrages en place il faut descendre les deux charpentes sur leurs appuis provisoires, les régler et réaliser le joint de clavage au milieu de la travée.

Cette technique de lancement nécessite une grande précision compte tenu du nombre d'opérations de vérinage rendues nécessaires par la variation de hauteur des poutres. C'est cependant une technique maintenant bien maîtrisée par les monteurs de l'entreprise.

Seule particularité à signaler, l'utilisation pour accrocher le moufle arrière de traction d'un système permettant de reporter les efforts importants directement sur les poutres par l'intermédiaire de diagonales entre les entretoises.

Cela permet d'avoir des pièces moins grosses que

► pour une traverse classique à l'arrière de la charpente.

Ce système avait déjà été utilisé pour le viaduc TGV d'Orgon. Il a été conçu pour s'ancrer sans soudu- re sur l'ossature.

En l'occurrence, comme on devait effectuer presque un lancement par tronçon cela a évité les multiples opérations de démontage et de remontage qu'au- rait entraîné une traverse classique.

## ■ CONCLUSION

Cet ouvrage d'aspect classique recèle de multiples particularités qui en font un bipoutre qui sort de l'ordinaire. Il démontre que ce type de structure, tout en demeurant la solution la plus économique, peut apporter des réponses élégantes et originales à des franchissements difficiles. Le bipoutre a en- core de beaux jours devant lui, et réserve de nom- breux champs de recherche tant aux architectes qu'aux ingénieurs.

## ABSTRACT

**The Jassans bridge in the Ain region. An extraordinary dual-girder structure**

*G. Charreton, P. Berger, J.-V. Berlottier, J.-M. Chenot, P. Mathieu, R. Dubois*

**The new Jassans-Riottier bridge over the Saône demonstrates that compo- site structures of the dual-girder type offer innovation possibilities and allow the design of elegant structures blend- ing perfectly with historical landscapes. With its 130 m of central span, its variable height and the use of very high yield thermo-mechanical steel, it consti- tutes an exceptional achievement with a conventional cost-efficient structure. It is the outcome of teamwork combi- ning the owner, the prime contractor, the designers and other contracting companies, successfully completing this quality structure.**

## RESUMEN ESPAÑOL

**El puente de Jassans en el departamento del Ain. Un extraordinario puente de doble viga**

*G. Charreton, P. Berger, J.-V. Berlottier, J.-M. Chenot, P. Mathieu y R. Dubois*

**El nuevo puente de Jassans-Riottier, en el río Saône, permite demostrar que las estructuras mixtas del tipo de doble viga siguen siendo todavía fuentes de innovación y permiten diseñar estruc- turas elegantes que se integran per- fectamente en parajes característicos. Con sus 130 metros de luz de su tramo central, su altura variable y la utiliza- ción de aceros termomecánicos de muy elevado límite elástico, este puente pre- senta características excepcionales con una estructura "tradicional" y econó- mica.**

**Este puente es el fruto de un trabajo de equipo formado por la empresa contratante, el responsable de las obras, los proyectistas y la empresa construc- tora, que se pueden prevalecter de una ejecución de calidad.**

# La construction par rotation de onze PS dans le cadre de la mise aux normes autoroutières de la RN10 entre Belin-Beliet (Gironde) et Saint-Geours-de-Mareme (Landes)

Pour mettre la RN10 aux normes autoroutières entre Bordeaux et Bayonne, il était nécessaire de construire onze passages supérieurs. Ces ouvrages identiques sont du type pont dalle en béton précontraint, à deux travées avec une pile centrale et deux culées d'extrémité. Profitant de la grande largeur du TPC, l'entreprise a proposé de couler ces tabliers sur cintre dans l'axe du TPC et de les mettre en place par rotation, les deux extrémités de chaque ouvrage étant supportées par des haubans accrochés à un pylône central placé sur le tablier. Ces opérations de rotation ont été effectuées sans coupure de circulation, ce qui a permis de réaliser ces ouvrages en toute sécurité et avec une gêne aux usagers de l'autoroute très limitée.

Entre Bordeaux et Bayonne, la RN10 (figure 1) qui permet de relier le nord de la France à l'Espagne et au Portugal traverse la forêt landaise. Dans la section centrale, constituant le maillon de liaison entre l'autoroute Aquitaine et celle de la Côte Basque, entre Belin-Beliet et Saint-Geours-de-Mareme, sur près de 100 km, cette route nationale, qui supporte un trafic de poids lourds très important comporte 2 x 2 voies séparées par un large terre-plein central de plus de 10 m, ce qui lui donne l'apparence d'une autoroute. Mais un certain nombre de croisements avec la voirie locale s'effectuent à niveau, ce qui rend ce tronçon extrêmement dangereux et qui lui a valu le triste surnom d'"autoroute de la mort".

Pour résoudre ce difficile et grave problème de sécurité routière, le ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement a décidé de transformer cette route nationale en véritable autoroute. Elle assurera ainsi le raccordement entre le tronçon nord de l'A63 qui existe déjà sur environ 50 kilomètres au sud de Bordeaux, et le tronçon sud de cette même autoroute A63 qui, de Saint-Geours-de-Mareme, relie Bayonne Biarritz et au-delà la frontière espagnole.

Outre un certain nombre d'équipements et d'aménagements divers, tels que la création d'aires de repos, la principale transformation consiste à supprimer tous les carrefours à niveau et à créer des passages dénivelés avec rétablissements des communications. Sur l'ensemble de l'aménagement une vingtaine de carrefours doivent ainsi être supprimés, nécessitant la construction de seize passages supérieurs.

Du fait de l'importance de ces travaux et des délais demandés, la Direction Départementale de l'Équipement des Landes, assurant la maîtrise d'œuvre de l'ensemble de l'opération, a scindé cet-



© Extrait carte Michelin

te dernière en trois parties, le secteur nord, le secteur centre et le secteur sud, comportant respectivement cinq, cinq et six ouvrages.

Compte tenu de l'environnement général du projet et de la relative latitude dont il pouvait disposer, le concepteur, associé au cabinet d'architecture Yves Faup et Frédéric Zirk, a conçu seize ouvrages quasiment identiques, à la largeur près, constitués d'un pont dalle en béton précontraint, de 50 m de longueur totale, à deux travées égales, comportant une pile centrale située dans l'axe du T.P.C., et deux culées d'extrémités enterrées dans les remblais (on trouve en fait deux types de tabliers, de

**Jean-Marie Aubaterre**

SERVICE SPÉCIAL A63

DDE des Landes

**Bruno Folia**

SERVICE SPÉCIAL A63

DDE des Landes

**Georges Herpin**

SERVICE SPÉCIAL A63

DDE des Landes

**Pierre Paillusseau**

DIVISION OUVRAGES D'ART

CETE du Sud-Ouest

**Pierre Barras**

DIVISION OUVRAGES D'ART

CETE du Sud-Ouest

**Michel Gonzalez**

Razel-Ducler-Rogard

**Bernard Souchon**

Razel-Ducler-Rogard

**Denis Mabire**

Demathieu et Bard

**Michel Mallejac**

Demathieu et Bard

**Michel Placidi**

DIRECTION TECHNIQUE

BUREAU D'ÉTUDES ET MÉTHODES

Razel T. & M.

**Jean-Pierre Commun**

DIRECTION TECHNIQUE

BUREAU D'ÉTUDES ET MÉTHODES

Razel T. & M.

**Luc Amoros**

DIRECTION TECHNIQUE

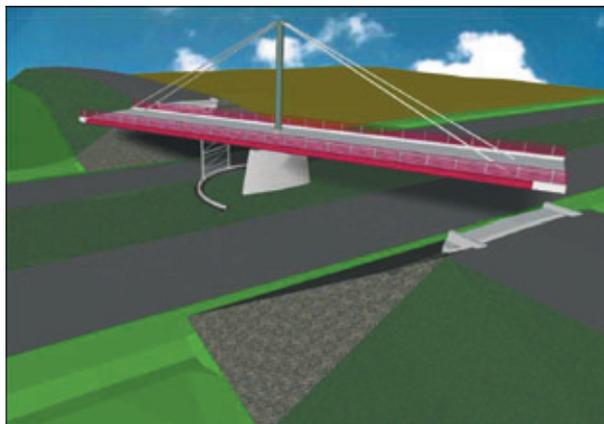
BUREAU D'ÉTUDES ET MÉTHODES

Razel T. & M.

Figure 1  
Plan de situation

Location

**Figure 2**  
Schéma de principe  
de la mise en place  
par rotation  
*Schematic diagram  
of rotation placement*



**Photo 1**  
Coulage du tablier  
sur un étaieement général  
dans l'axe du TPC  
*Pouring the deck  
on a general stay  
in the median centreline*



**Photo 2**  
Vue des haubans  
et pylône placé  
sur le tablier  
juste au droit du pivot  
central  
*View of stay cables  
and tower placed on deck  
at central pivot*



### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Béton B30 et B35 : 6 000 m<sup>3</sup>
- Aciers passifs HA : 600 000 kg
- Acier de précontrainte HR : 127 000 kg
- Durée de l'opération (ouvrages d'art) : 15 mois

#### Montant du marché

- Ouvrages d'art : 41,3 millions de francs HT
- Voirie : 28,1 millions HT
- **Total** : 69,4 millions HT

largeurs respectivement 7,50 m ou 9,00 m selon l'importance de la voie qu'ils supportent).

Compte tenu de l'environnement général du chantier et de la nécessité de maintenir en permanence la circulation sur la RN 10 pendant toute la durée des travaux, la principale difficulté résidait non pas dans la conception, voire la réalisation même des ouvrages, mais dans la méthode utilisée pour les construire, étant entendu qu'il était absolument nécessaire d'assurer à la fois une sécurité maximale et une gêne minimale aux usagers de la RN10. Dans le cadre des DCE, le concepteur du projet avait prévu une construction classique des tabliers sur un cintre général, 1,00 m environ au-dessus de la position définitive, de façon à respecter le gabarit de circulation pendant les travaux, l'activité du chantier s'effectuant travée par travée, avec basculement de la circulation afin de ne jamais travailler au-dessus des voies circulées. En outre, conscient des problèmes de gêne et de sécurité que cela pouvait poser, le maître d'œuvre avait, dans son dossier de consultation, attiré l'attention des concurrents sur l'importance de ces problèmes. De plus, il avait ouvert l'appel d'offres à une solution variante en suggérant de préfabriquer le tablier de chaque ouvrage en dehors de l'emprise de la voie circulée, sur le remblai derrière l'une des deux culées, puis de le mettre en place par poussage, réduisant ainsi dans le temps, la gêne aux usagers. Une telle méthode de construction, nécessitant la réalisation d'une aire de préfabrication sur un remblai fraîchement réalisé, qu'il fallait donc stabiliser, nécessitant en outre un avant-bec métallique à l'avant du tablier, une précontrainte provisoire antagoniste, ainsi que tous les dispositifs habituels de poussage, de glissement et de guidage, coûtait évidemment sensiblement plus cher que la solution de base du tablier coulé en place sur cintre, mais ce surcoût était le prix de la sécurité et de la moindre nuisance.

A la suite de trois appels d'offres distincts lancés simultanément, et portant sur les trois lots nord, centre et sud, la Direction Départementale de l'Équipement des Landes a confié à l'entreprise Razel Ducler Rogard à laquelle est associée l'entreprise Demathieu & Bard la réalisation des onze ouvrages des lots centre et sud.

L'idée originale, proposée par le bureau d'études de Razel, consiste à construire les ouvrages sur le terre-plein central, puis à les mettre en place par rotation au-dessus de la RN 10, sans aucune coupure de la circulation sur les voies franchies. Cette solution est rendue possible notamment du fait de la largeur du T.P.C. (13 m).

Outre l'aspect sécurité et limitation de la gêne et des nuisances aux usagers de la RN 10 durant les travaux, qui étaient les objectifs prioritaires, cette solution présentait de plus un intérêt économique non négligeable par rapport aux solutions poussées (figure 2).

## ■ LE PRINCIPE GÉNÉRAL DE CONSTRUCTION

Les appuis sont exécutés en premier lieu. La réalisation de la pile centrale nécessite, pour des raisons de sécurité la neutralisation des voies rapides de chaque sens de circulation, mettant ainsi la RN 10 en 2 x 1 voie séparées, mais permettant de disposer d'une plate-forme de travail de 20 m de largeur environ, utilisée ensuite pour la construction du tablier.

Celui-ci est coulé en une seule fois, de façon classique et traditionnelle sur un étaieage général disposé sur le terre-plein central, dans l'axe de la RN 10 (photo 1).

La mise en tension des câbles de précontrainte de l'ouvrage définitif a pour effet d'effectuer son décentrement et de mettre le tablier dans sa configuration finale de poutre continue sur trois appuis, la pile centrale et les deux appuis d'extrémité.

Pour effectuer l'opération de rotation, qui va amener l'ouvrage dans sa position finale, plutôt que de placer le tablier en fonctionnement de fléau en console, qui aurait modifié son schéma statique et la répartition de ses efforts internes, l'entreprise a conçu un système qui consiste à reprendre les réactions d'appui sur les culées d'extrémité et à les ramener directement sur l'appui central tournant sans solliciter la poutre du tablier. Ce système est obtenu par l'intermédiaire de haubans et d'un pylône placé sur le tablier juste au droit du pivot central (photo 2).

La tension dans les haubans est exactement égale à la composante inclinée suivant leur pente de la réaction d'appui verticale que le tablier appliquait sur ses culées en fonctionnement normal d'une poutre simplement appuyée en trois points. Quant au pylône central, il supporte exactement la charge correspondant à la somme des réactions d'appui sur les deux culées.

Dès que les deux extrémités du tablier sont soulevées, par mise en tension des haubans, on procède à l'opération de rotation de 90° autour de l'axe vertical passant par la pile centrale.

Après l'opération de rotation, et un éventuel réglage de niveaux s'il s'avère nécessaire, le simple matage des appuis sur les culées d'extrémité et sur la pile centrale suivi de la dé-tension des haubans, place le tablier directement dans sa configuration et son schéma statique définitifs.

## ■ L'APPUI TOURNANT

Cet appui, disposé dans l'axe de la pile centrale, sert uniquement dans la phase de rotation. C'est lui qui porte alors la totalité du poids du tablier, soit 1000 t dans le cas des tabliers de 9,00 m de largeur, soit 820 t dans le cas des tabliers de 7,50 m de largeur.

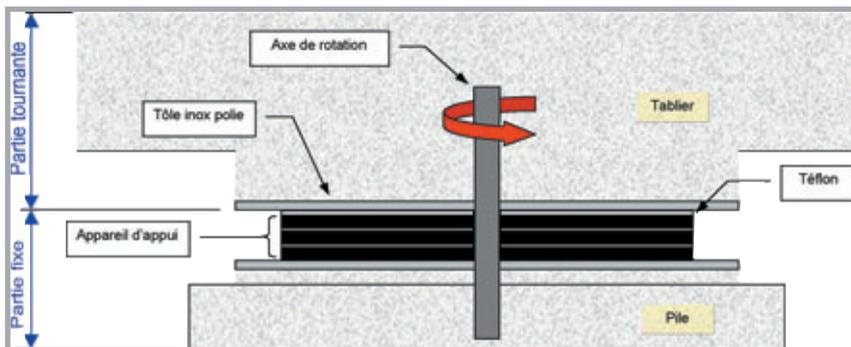


Figure 3  
Coupe schématique de l'appui tournant placé sur la pile centrale

*Schematic section of rotating support placed on the middle pier*



Photo 3  
Début de rotation au droit de l'appui tournant sur la pile centrale

*Start of rotation at the rotating support on the central pier*



Photo 4  
Vue du pied du mât avec son système de télescopage et ses quatre vérins

*View of base of tower with its telescoping system and its four jacks*

Il est constitué d'un appui carré de 90 cm de côté, en néoprène fretté recouvert d'une couche de Téflon® en face supérieure.

La surface de rotation, parfaitement horizontale, est constituée d'une tôle métallique en acier inoxydable poli.

L'ensemble est traversé par un axe métallique vertical de diamètre 10 cm, qui forme pivot de centrage, et qui assure ainsi le guidage du tablier durant toute l'opération de rotation (figure 3 et photo 3).

## ■ LE PYLÔNE ET LES HAUBANS

Le système de suspension des extrémités du tablier par haubanage comprend un pylône central tubulaire en acier de 11,5 m de hauteur, et 71 cm de diamètre, et quatre groupes de haubans, reliant la tête du pylône à chacune des quatre extrémités du tablier.

Chaque groupe de haubans est composé de trois barres en acier de 72 mm de diamètre.

Les haubans, initialement uniques pour chaque groupe, ont été remplacés par trois barres pour des raisons de sécurité afin de s'affranchir de tout risque éventuel de rupture de l'un d'entre eux en cours de rotation, leur dimensionnement s'effectuant en limitant leur taux de travail à 60 % de leur limite élastique.

La mise en tension des haubans s'opère à l'aide de quatre vérins de 200 t disposés en pied du pylône, que l'on voit sur la photo 4.

Le tablier se comporte, pendant toute l'opération

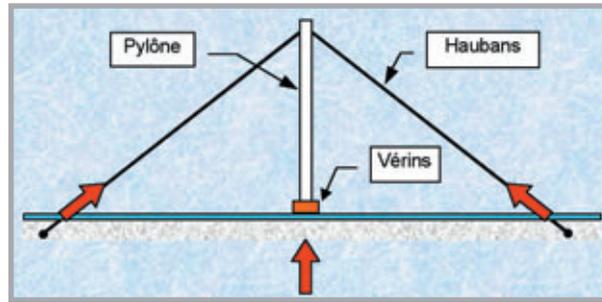


Figure 4  
Principe de haubannage  
avec mât central  
*Cable staying  
with central tower*

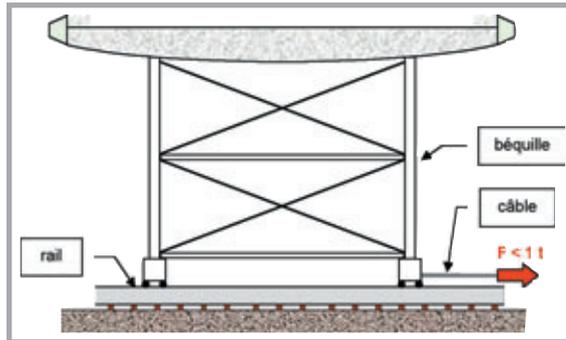


Figure 5  
Schéma de la béquille  
de stabilité  
*Diagram  
of rear stability strut*



Photo 5  
La béquille de stabilité  
en fin de rotation  
*The stability strut  
after rotation*



Photo 6  
Début de la rotation : le tablier sort de son berceau  
*Start of rotation : the deck comes out of its cradle*



Photo 7  
A la fin de l'opération : le tablier  
sur le point d'arriver sur la culée  
*After the operation : the deck  
about to reach the abutment*



Photo 8  
En fin de rotation,  
l'ouvrage accostant sur la culée  
au centimètre près  
*After rotation,  
the bridge approaching the abutment  
to within a centimetre*



de rotation, exactement comme le fléau d'une balance en équilibre (figure 4).

La réussite d'une telle opération implique d'une part que le schéma statique du système durant la rotation soit isostatique afin que l'on sache exactement où passent les efforts et quel est le degré de stabilité de l'ensemble, et d'autre part que l'ensemble soit parfaitement en équilibre. Pour cela, l'entreprise a mis au point une procédure extrêmement précise appliquée préalablement à l'opération de rotation et qui permet d'obtenir un équilibrage absolument parfait de l'ensemble de l'ouvrage.

D'autre part, pendant l'opération de rotation, les tensions dans les haubans et les efforts dans la béquille sont soigneusement suivis et contrôlés par le laboratoire du CETE du Sud-Ouest, agissant en tant qu'assistant du maître d'œuvre.

## ■ LA BÉQUILLE DE STABILITÉ

Compte tenu du parfait équilibrage préalablement obtenu au cours de l'opération de pesage et de réglage du tablier, et compte tenu de la technologie retenue, les seuls déséquilibres que l'on a à considérer pour assurer la stabilité du fléau durant l'opération de rotation sont les déséquilibres accidentels, tels que les effets du vent, bien que l'on procède sous couverture météo (avec en outre, une durée d'opération très courte), ou des chocs éventuels sur le tablier.

Cette stabilité est assurée par une béquille disposée à 8,00 m de l'axe de rotation, et par un contre-poids dont on se fixe délibérément la valeur en fonction de la sécurité au renversement que l'on veut, contre-poids qui est placé sur le tablier juste au droit de cette béquille. Cette dernière, fixée sous le tablier, se déplace avec lui en roulant sur une longrine circulaire appuyée sur le sol.

Outre son rôle d'appui de stabilisation pour l'ensemble de l'ouvrage, cette charpente métallique assure aussi l'entraînement du mouvement de rotation. Son déplacement s'effectue sur un chemin de roulement, constitué d'un profilé HEB cintré, et l'effort de traction engendrant le mouvement de rotation est exercé au moyen d'un câble relié à un tire-fort hydraulique.

Afin d'assurer en permanence l'exact effort de stabilisation que l'on s'est fixé, et compte tenu de l'incertitude inévitable qu'il peut y avoir dans la co-planéarité entre le plan de l'appui tournant et celui formé par la longrine circulaire, les deux pieds de la béquille sont équipés de dispositifs télescopiques permettant de rectifier si nécessaire les efforts sur chacun de ses pieds.

Ces efforts sont mesurés en temps réel par le laboratoire du CETE du Sud-Ouest (figure 5 et photo 5).

Pour un poids total de tablier de 1 000 t, l'effort de

traction à exercer sur ce câble, pour effectuer la rotation, est inférieur à une tonne.

L'opération de rotation proprement dite dure moins d'une heure (photos 6, 7 et 8).

Le chantier a démarré en novembre 1999. Le premier ouvrage, le PS 10 a été mis en place par rotation le 15 mars 2000, suivi par le PS 11 le 18 avril 2000, puis par le PS 12 le 11 mai 2000, et, à partir de là, les rotations des ouvrages se sont poursuivies au rythme d'environ un ouvrage toutes les trois semaines, avec une interruption de ces opérations durant les mois de juillet et d'août pour des raisons de trafic qui nécessitaient une libération totale de la plate-forme autoroutière.

Le dernier ouvrage tourné va l'être au mois de janvier 2001, conformément au programme prévisionnel.

## ■ CONCLUSION

Cette méthode originale de construction, généralement appliquée à des ouvrages plus importants, a trouvé ici une application particulièrement intéressante sur des ouvrages plus modestes mais situés dans un site bien spécifique. Malgré l'environnement extrêmement difficile et dangereux d'une autoroute très circulée et à hauts risques, ce chantier s'est déroulé dans d'excellentes conditions. Il a permis de réaliser en toute sécurité des ouvrages de grande qualité et a ainsi parfaitement répondu aux attentes de l'ensemble des intervenants.

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

#### **Maitre d'ouvrage**

Etat - Ministère de l'Équipement

#### **Maitre d'œuvre**

Direction départementale de l'Équipement des Landes - Service spécial de l'autoroute A63 - E.T.N.2 - E.T.N.3

#### **Assistant maître d'œuvre**

CETE du Sud-Ouest, division Ouvrages d'art

#### **Architectes urbanistes**

Yves Faup et Frédéric Zirk

#### **Entreprises**

Groupement Razel - Ducler - Rogard (mandataire) - Demathieu et Bard

#### **Bureau d'études et de méthodes**

Razel Techniques et Méthodes

## ABSTRACT

**Construction of 11 overpasses by rotation in connection with the upgrading to motorway standard of highway RN10 between Belin-Beliet (Gironde) and Saint-Geours-de-Maremne (Landes)**

*Various authors*

**To upgrade highway RN 10 to motorway standard between Bordeaux and Bayonne, it was necessary to build 11 overpasses. These identical structures are bridges with prestressed-concrete slabs, two spans with a central pier and two end abutments. Benefiting from the extra width of the central reservation, the contractor suggested the pouring of these decks on centres in the centreline of the central reservation and to place them by rotation, the two ends of each structure being supported by cables anchored on the central tower placed on the deck. These rotation operations are carried out without any break in traffic, thus enabling construction work in full safety and with very limited disturbance to motorway users.**

## RESUMEN ESPAÑOL

**Construcción por rotación de once pasos superiores en el marco de la transformación según las normas viarias de la carretera nacional RN10, entre Belin-Beliet (Gironde) y Saint-Geours-de-Maremne (Landas)**

*Autores diversos*

**Para poner en conformidad con las normas europeas la carretera nacional RN10, entre Burdeos y Bayona, era preciso construir once pasos superiores. Estas estructuras, idénticas, son del tipo puente de losa de hormigón pretensado, de dos tramos con un pilar central y dos estribos en sus extremos. Al aprovechar la gran anchura del TPC, la empresa ha propuesto hormigonar estos tableros sobre cimbra en el eje del TPC y proceder a su montaje por rotación, en cuyo caso los dos extremos de cada estructura quedan soportados por tirantes fijados sobre un más-**

**til central dispuesto sobre el tablero. Estas operaciones de rotación se han llevado a cabo sin interrupción del tráfico rodado, con lo cual se han podido ejecutar estas estructuras con toda seguridad y con las menores molestias para los usuarios.**



Perspective de l'ouvrage  
Perspective view of structure

# Passage à l'Euro viaduc de " Pont en Haute-Loire

**L**e second viaduc de Pont Salomon, sur la RN88, en Haute-Loire, est le premier pont construit en France conçu et calculé sur la base des projets d'Eurocode 1 et 2. Cet article présente les principales caractéristiques de l'ouvrage et les points particuliers de sa construction.

de d'arrêt d'urgence de 2 m, le tout étant déversé à 2,5 %. Son tracé en plan et son profil en long sont déduits de ceux du viaduc existant.

## La philosophie de la conception

Le nouvel ouvrage a été conçu par la DDE, le CETE de Lyon et le Setra pour offrir un aspect aussi proche que possible de celui présenté par le premier viaduc. Il n'est cependant pas rigoureusement identique au premier.

Charles Lavigne a conduit l'étude architecturale nécessaire afin d'insérer au mieux l'ensemble des deux ouvrages au site.

## La conception du viaduc au stade du POA

Compte tenu de la courbure en plan de la voie portée (de 680 m), la longueur des travées courantes est de 68,82 m, au lieu de 70 m pour l'ouvrage existant. Compte tenu du biais des lignes de niveau sur le versant Est, la travée de rive Est est également significativement plus longue que celle du pont existant (52,61 m au lieu de 40 m). Au total, le nouvel ouvrage est ainsi plus long de 5 m que le premier (505 m au lieu de 500 m).

Transversalement, le tablier du nouvel ouvrage est un peu plus large que l'ouvrage existant (10,97 m au lieu de 10,50 m). Cette surlargeur est entièrement reprise par les deux encorbellements, l'entraxe des âmes devant être conservé pour obtenir un fût de pile de même largeur. Le tablier est également plus épais de 30 cm que le premier. Pour des raisons esthétiques, cet épaississement s'effectue sur toute la longueur de l'ouvrage et surtout par le dessus. La précontrainte est mixte (câbles éclisses et de fléaux de type 9T15S intérieurs, câbles de continuité de type 19T15S extérieurs), ce qui autorise des âmes de 35 cm (au lieu de 40 cm sur le premier pont).

Les appuis du nouveau pont présentent des caractéristiques très proches de celles des appuis de l'ouvrage existant. Les seules différences notables concernent l'apparition de chambres de tirage dans les culées, pour permettre un changement aisé des câbles extérieurs, ainsi que les fondations des piles P1 et P2. Pour ces deux appuis, le substratum étant plus bas que les semelles de l'ouvrage existant, des puits marocains ont été projetés. A la différence du premier viaduc, ce sont des appareils à pot qui ont été prévus pour le nouvel ouvrage compte tenu d'une part de l'évolution

**L'aménagement à 2 x 2 voies de la RN88 Lyon-Toulouse constitue un enjeu majeur pour le développement du département de la Haute-Loire.**

**Le doublement du viaduc de Pont Salomon, un ouvrage de 505 m de longueur à huit travées, est une pièce maîtresse de cet aménagement. L'architecture de l'ouvrage est très proche de celle de l'ouvrage existant. Les études d'exécution ont été menées sur la base des projets Eurocode 1 et 2.**

**La proximité du premier viaduc, et le fait que le second soit construit "à l'intérieur" de la courbure du premier, ont constitué des difficultés récurrentes sur le chantier.**

**Les piles ont été réalisées à l'aide d'un outil spécifique sans tiges transversales.**

**La construction du tablier a nécessité la mise en œuvre de deux paires d'équipage mobile "par en dessous". Après mise en service du nouveau viaduc, les équipements de l'ancien ont été réparés et modernisés.**

## ■ LA RN88 ET LE PREMIER VIADUC

### Généralités

Classée grande liaison de l'aménagement du territoire, cette opération nécessite en particulier le doublement de viaducs importants eu égard aux brèches franchies par le tracé. Parmi ceux-ci figure le doublement du viaduc de la commune de Pont Salomon (qui doit son nom très probablement à sa situation privilégiée sur la route du Sel).

### Le premier viaduc

Le premier viaduc a été construit de 1978 à 1981 par l'entreprise GFC. D'une longueur totale de 500 m, il comporte sept travées courantes de 70 m et deux travées de rive de 40 m. Son tablier est un caisson en béton précontraint de 10,50 m de largeur totale, de hauteur variable paraboliquement entre 4,50 m et 1,80 m, avec deux âmes verticales de 40 cm d'épaisseur. L'ouvrage a été construit par encorbellements successifs, avec des voussoirs préfabriqués posés à la poutre de lancement. Composée de câbles 12T15S, la précontrainte est entièrement intérieure au béton.

Les piles comportent des fûts rectangulaires creux, surmontés d'un chevêtre en béton armé, et sont fondées superficiellement. Les deux culées sont des culées remblayées, également fondées superficiellement. Les appareils d'appui sont du type élastomère fretté, avec une capacité comprise entre 400 et 1 000 t.

## ■ LE NOUVEAU VIADUC

### Le cahier des charges fonctionnelles

Le profil en travers fonctionnel du nouveau viaduc comporte deux voies de circulation de 3,50 m, une bande dérasée de gauche de 0,75 m et une ban-

# pour le second Salomon "

technologique dans ce domaine et d'autre part des efforts transmis par le tablier.

Les superstructures prévues sur le tablier de l'ouvrage sont des plus classiques : étanchéité de type feuille préfabriquée avec revêtement en asphalte, béton bitumineux de liaison de 5,5 cm et couche de roulement en BBTM sur 2,5 cm, deux barrières métalliques de type BN4 -16 t et corniche caniveau en béton armé.

Le joint de chaussée d'un souffle de 300 mm a fait l'objet d'une étude particulière en concordance avec les déplacements autorisés du tablier par les appareils d'appui.

Compte tenu de l'exposition fréquente des bétons aux agents agressifs constitués par les sels de déverglaçage; une solution de protection des longrines et des corniches par résine projetée à chaud a été adoptée.

## La conception du viaduc au stade du DCE

Après mise au point du dossier de POA sur la base des règlements français actuels, le Setra et le CETE de Lyon ont engagé une série de calculs en flexions longitudinale et transversale basés cette fois-ci, sur le projet d'Eurocode 1 d'avril 1997 et sur le projet d'Eurocode 2 d'avril 1998. Ces calculs n'ayant mis en valeur que des différences minimales, limitées aux câbles éclisses, le DCE a été lancé sur la base des projets d'Eurocode 1 et 2.

## LA DÉVOLUTION DES TRAVAUX

Sur la base du projet technique évoqué plus haut, les travaux ont fait l'objet d'un appel d'offres restreint au niveau européen en 1997. Le règlement de la consultation autorisait les entreprises à pré-

senter des variantes limitées aux points suivants :

- ◆ batardage des fondations des piles P3 et P4 pour lesquels des venues d'eaux importantes avaient été décelées lors de l'étude géotechnique;
- ◆ découpage des voussoirs;
- ◆ coffrage intérieur du caisson;
- ◆ phasage de construction.

En plus de ces variantes techniques, le délai d'exécution était laissé à l'initiative de l'entreprise.

La maîtrise d'œuvre a procédé à l'analyse des treize offres et a désigné le groupement solidaire d'entreprises GFC et Spie Citra en avril 1998 pour un montant de marché d'environ 59,6 millions de francs TTC.

Une longue période de préparation de 6 mois a été nécessaire pour la mise au point des notes de calculs et plans d'exécution, sans doute due aux nombreuses interrogations qu'ont suscité l'application des Eurocodes à ce niveau des études.

En parallèle, il a été procédé à de nombreux essais de convenance jusqu'à l'obtention de résultats satisfaisants pour la formulation du béton B40 GS (facteur d'espacement, écaillage, résistance au jeune âge, maintien de la rhéologie...).

## L'EXÉCUTION DES TRAVAUX

A l'issue de cette période de préparation, l'ordre de service de démarrage des travaux ayant été délivré le 10 décembre 1998, le chantier pouvait commencer avec l'objectif de terminer dans le délai de 20 mois sur lequel le groupement s'était engagé. Outre le planning tendu, la présence du viaduc actuel et d'une voie ferrée passant entre les piles P1 et P2 a constitué une difficulté récurrente du chantier accrue par la géométrie du viaduc (rayon en plan de 680 m, profil en long parabolique donnant des pentes variant de 2,4 % à 5,7 %).

### Vincent Dewilde



CELLULE  
DÉPARTEMENTALE  
DES OUVRAGES D'ART  
DDE de Haute-Loire

### Frédéric Dallot



CHEF DE SERVICE  
TRAVAUX OUVRAGES  
D'ART  
Entreprise GFC

### Fereydoun Tavakoly



DÉPARTEMENT  
OUVRAGES D'ART  
CETE de Lyon

### David Guio

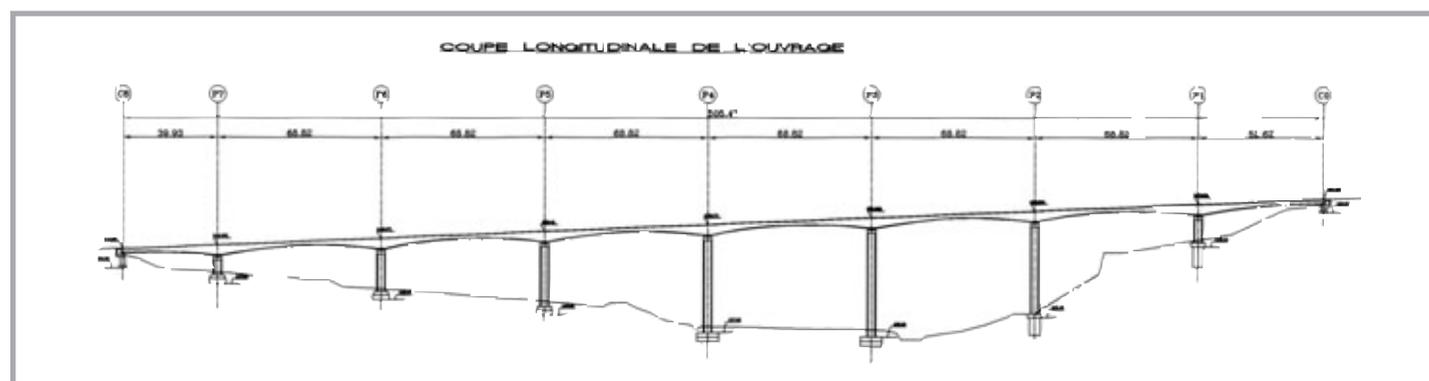


DIRECTEUR DE TRAVAUX  
GÉNIE CIVIL  
Spie Citra Sud-Est

### Daniel de Matteis



CELLULE TECHNIQUE  
OUVRAGES D'ART  
Setra



Coupe  
longitudinale  
de l'ouvrage  
  
Longitudinal  
section  
of structure



métallique évitant la mise en place de tiges de coffrage traversantes ;

◆ noyau intérieur monobloc auto-rétractable lors du levage et se déplaçant au niveau supérieur automatiquement grâce à un système de clapet. L'utilisation de prédalle pour le chevêtre de pile a permis avantageusement d'éviter un outil spécifique pour cette partie d'ouvrage qui nécessite bien souvent des réservations dans le fût de pile afin de pouvoir ressortir les éléments coffrant après bétonnage du chevêtre.

## Le tablier

A partir d'une plate-forme conçue spécifiquement pour le chantier et ancrée en quatre points dans la tête de pile, les voussoirs sur pile ont été coffrés grâce à un outil permettant de prendre en compte les variations des pentes des hourdis inférieurs et supérieurs. Les V.S.P. ont été coulés en deux phases avec une reprise de bétonnage réalisés avec beaucoup de soin afin de ne pas entacher l'aspect général de l'ouvrage.

Chaque voussoir sur pile a été ensuite cloué sur toute sa hauteur par douze câbles de précontrainte 7T15. L'ancrage passif de ces câbles se faisait en sous-face du chevêtre de pile nécessitant un parfait alignement de deux réservations même si les câbles autorisent des déviations angulaires. Du fait de la densité de ferrailage des V.S.P. (196 kg/m<sup>3</sup>) n'autorisant que des réservations d'un diamètre inférieur à 70 mm et de la contrainte évoquée précédemment, le clouage par barres de précontrainte a très rapidement dû être écarté. Durant toute la phase de construction du fléau les V.S.P. ont reposé provisoirement sur des cales en béton s'appuyant eux-mêmes sur des boîtes à sable. Ce n'est que lors du clavage du fléau "n" au fléau "n-1" que le tablier a été mis sur appui définitif par démontage des boîtes et soufflage du sable.

Un demi-voussoir courant d'essai a été réalisé à même le sol lors de la période de préparation afin non seulement de valider la qualité des parements, mais aussi de vérifier la faisabilité du bétonnage avec la densité de ferrailage, les feuillards de réservations de précontrainte... Cette phase préalable réalisée au niveau du "plancher des vaches" a permis d'arrêter parfaitement la méthodologie de bétonnage des voussoirs courants à grande hauteur.

Le délai tendu de réalisation a nécessité la construction de deux paires d'équipages mobiles du type "par en dessous". Compte tenu des récents accidents avec ce type d'outil, la maîtrise d'œuvre a procédé à de nombreuses vérifications en usine des principaux éléments porteurs de ces équipages au titre du contrôle extérieur des ouvrages provisoires de première catégorie. En sus du contrôle interne effectué par l'entreprise des essais de chargement, des contrôles des cordons de soudure ont



Sous-face  
du tablier  
Underside  
of deck

précédé l'autorisation de livraison des équipages sur le chantier.

Les voussoirs courants ont pu être ainsi coulés en toute sécurité avec un cycle moyen de 3 jours.

Pour cela la résistance minimale à 20 heures de 20 MPa était requise. Un dosage en ciment de 430 kg/m<sup>3</sup> a permis de répondre à cette exigence du chantier au lieu de 410 kg/m<sup>3</sup> imposé dans le C.C.T.P. pour un B40 GS. Par ailleurs, la préfabrication des "tromplaques" un mois avant sur le chantier, a contribué également aux bons enchaînements des cycles.

Après avis de la Commission interministérielle de la précontrainte c'est le procédé SEEE qui a été choisi pour la précontrainte intérieure. En effet l'unité 9T15S n'existant pas chez ce fabricant, le procédé 12T15S a été adapté aux neuf unités exigées par le projet (plaque de 12T15S avec neuf trous, vérin de 12T15S...). Les coefficients de transmission effectués sur environ 30 % des câbles de précontrainte intérieure ont donné des très bons résultats que l'on peut expliquer par les calculs théoriques des coefficients défavorables et par une mise en œuvre soignée.

La précontrainte extérieure a été réalisée en 19T15S avec également le procédé SEEE.

L'ensemble des injections a été fait avec le coulis Superstresssem.

## Les moyens matériels

La réalisation en treize mois du gros œuvre de l'ouvrage a nécessité l'installation de cinq grues à tour. L'une des cinq grues du chantier a été équipée d'une cabine ascensionnelle à positionnement variable.

Ce système expérimenté pour la première fois en France permet, d'une part au grutier d'accéder en tout point de la grue sans effort, d'autre part le positionnement de la cabine permet de choisir la hauteur optimale de travail, ce qui facilite la



communication et la précision des manœuvres. Le nouveau viaduc a été mis en service le 20 juillet 2000. Le chantier s'est poursuivi avec la remise en état de l'ancien viaduc (reprise des zones de béton dégradées, pose d'un collecteur en PEHD, reprise des barrières de sécurité en alliage d'aluminium...).

L'ensemble de la section a été inauguré le 25 novembre 2000 et aujourd'hui quelque 19000 véhicules par jour empruntent cette section de la RN88.

### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

#### Fondations

- Puits marocains : 360 m<sup>3</sup>
- Massifs de fondation : 1140 m<sup>3</sup>

#### Appuis

- Béton : 2680 m<sup>3</sup>
- Armatures : 261 t

#### Tablier

- Béton : 4450 m<sup>3</sup>
- Armatures : 700 t
- Précontrainte : 136 t

**Marché** : 59,6 millions de francs TTC

**Délai** : 20 mois

### ABSTRACT

#### Going Euro on the second viaduct of Pont Salomon

V. Dewilde, F. Dallot, F. Tavakoly, D. Guio, D. de Matteis

**Works on the dual two-lane carriage-way for highway RN 88 (Lyon-Toulouse) constitutes a major stake for the development of the Haute-Loire department (region).**

The doubling of the Pont Salomon viaduct, a structure 505 m long with eight sections, is a key element in this project. The architecture of the structure is very similar to the existing one. Execution studies were carried out on the basis of Eurocode 1 and 2 projects. The proximity of the first viaduct and the fact that the second is built "inside" the curve of the first accounted for recurrent difficulties on the site.

The piers were made using a special tool without traversing rods. Deck construction required the use of two pairs of travelling formwork "from below." After the commissioning of the new viaduct, the equipment of the old structure was repaired and modernised.

### RESUMEN ESPAÑOL

#### Paso al Euro para el segundo viaducto del Puente Salomón

V. Dewilde, Fr. Dallot, F. Tavaloky, D. Guio y D. de Matteis

**La ampliación a 2 x 2 canales de tráfico de la carretera nacional RN 88 Lyon-Toulouse constituye un reto importante para el desarrollo del departamento de la Haute Loire.**

La duplicación del viaducto de Pont Salomon, estructura de 505 m de longitud, en ocho tramos, representa un importante elemento para esta ampliación. La arquitectura de la estructura es muy semejante de aquella ya existente. Los estudios de ejecución se han emprendido según la base de los proyectos Eurocode 1 y 2.

La proximidad del primer viaducto, así como el hecho que el segundo se construya "en el interior" de la parte en esviate del primero han constituido dificultades recurrentes para las obras. Los pilares se han ejecutado por medio de un sistema específico, sin vástagos pasantes.

**La construcción del tablero ha precisado la implementación de dos pares de equipos móviles "trabajando por debajo". Tras la puesta en servicio del nuevo viaducto, los equipos del antiguo se han reparado y modernizado.**

# A89 - Le viaduc du Chavanon

## Quand la réalité rejoint la théorie

**Cet ouvrage s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'autoroute A89 Clermont Ferrand/Bordeaux sur la section 7 Ussel Ouest - Le Sancy.**

**Il est précisément sur l'intersection du tracé autoroutier A89 avec la frontière des départements du Puy de Dôme et de la Corrèze. Il franchit la vallée d'une petite rivière "Le Chavanon", avec une culée en Corrèze et l'autre dans le Puy de Dôme.**

**Il s'agit d'un pont mixte à double suspension axiale de 360 m de portée avec un entraxe de pylône de 30 m. Le tablier est d'environ 22 m de largeur pour un caisson métallique de 3 m de hauteur. Il s'agit en l'occurrence d'une première mondiale : suspension axiale sur 360 m de portée sans appui sur pylône.**

**Le tablier culmine à environ 700 m d'altitude, 100 m au-dessus du Chavanon. Les têtes de pylônes sont à environ 55 m au-dessus du tablier.**

**Les pylônes ont une hauteur d'environ 70 m.**

### ■ PLANNING DÉTAILLÉ

L'ordre de service est calé au 2 septembre 1997 avec une période de préparation de 3 mois.

Le planning présente deux périodes de neutralisation hivernale de 3 mois pour les hivers 97/98 (janvier-février-mars) et 98/99, et 30 jours d'intempéries prévisibles.

Jusqu'à la fin de l'hiver 97-98, il était prévu de réaliser tous les travaux de terrassement (pistes, fouilles des appuis et des chambres et remblais des culées) ainsi que les fondations profondes puits marocains et semelles. La complexité des études d'exécution ainsi que la préfabrication des plaques de pylône ne permettaient pas d'anticiper les pylônes avant fin mars 1998.

On retrouve donc plusieurs étapes critiques dans le planning général :

- ◆ fin mars 1998 : fin des terrassements généraux et des fondations profondes ;
- ◆ fin juillet 1998 : fin des pylônes ;
- ◆ jusqu'à mi-octobre 1998 : pose des pièces de suspension et du câble (selles, sellettes, câbles, colliers) ;
- ◆ à partir de mi-octobre jusqu'à fin mars 1999 : assemblage des caissons métalliques puis lancement par la méthode "Tarzan" ;
- ◆ en parallèle, de septembre 1998 à mars 1999 : préfabrication en Italie des éléments de caissons ;
- ◆ de janvier 1999 à fin mars 1999 : préfabrication des suspentes définitives sur site ;
- ◆ avril-mai 1999 : pose des suspentes définitives et dévérinage du tablier ;
- ◆ juin 1999 à fin octobre 1999 : hourdis béton et superstructure ;



**Vue d'ensemble  
actuelle de l'ouvrage**  
*Present general view  
of the structure*

- ◆ octobre 1999 à début 2000 : superstructure, peinture tablier et câbles, étanchéité chaussée, pose des derniers éléments préfabriqués (pylônes et chambres).

### ■ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

#### Fondations

Elles se présentent comme suit :

- ◆ fondations des quatre jambes des pylônes sur quatre puits marocains Ø 8,50, hauteur 4 m, 6 m et 8 m ;
- ◆ culée C0 sur sommier d'appui ;
- ◆ culée C3 sur deux pieux Ø 1,50, longueur 15 m ;
- ◆ déviateur ouest sur semelle superficielle ;
- ◆ déviateur est sur puits marocains Ø 6,50, longueur 14,00 m.

Vue de la sous-face  
du tablier métallique  
avant peinture  
définitive

View of steel deck  
underside before final  
painting



## Appuis

### Les pylônes

Les pylônes sont coulés en place avec des parements préfabriqués en béton poli de 12 cm d'épaisseur servant de coffrage perdu non collaborant. Ils ont une hauteur de 60 à 75 m avec une tête de pylône préfabriquée de 11 m posée en fin de chantier. Ils ont une forme de V inversé avec des sections horizontales triangulaires variables de bas en haut. La section basse d'encastrement a une base de 8 m et une hauteur de 2,30 m. La section haute passe à 8 m de base pour 5,20 m de hauteur. La face intérieure (base du triangle) est plane et inclinée à 20°. Les faces latérales sont gauches compte tenu des variations géométriques.

### Les poteaux déviateurs

Ces poteaux déviateurs sont des fûts en béton armé fortement inclinés, d'environ 12 m de hauteur, supportant la sellette (selle sur déviateur) et assurent la diffusion du bi-câble porteur en éventail vers la chambre d'ancrage.

### Les chambres d'ancrage

Les chambres d'ancrage sont excavées dans le rocher à environ 60 m à l'arrière des culées. Elles présentent une géométrie très exiguë de 5,60 m de longueur pour environ 20 m de profondeur et 25 m de longueur en tête. Ces chambres d'ancrage présentent à l'intérieur une poutre curviligne en béton armé de 2 m de hauteur dans laquelle viennent s'appuyer à la fois les tirants d'ancrage (côté amont) et les barres d'ancrage (côté aval).

### Tirants

On retrouve pour chaque chambre d'ancrage, 43 tirants de 19T15S de 25 à 30 m de longueur scellés sur 10 m dans le rocher.

### Câbles porteurs

Il s'agit d'un bi-câble porteur composé de 2 x 61 torons de 61 fils de  $\varnothing$  5,43 mm galvanisés. Ces 122 torons unitaires sont assemblés en deux sections hexagonales.

### Pièces de suspension

- ◆ Selles : éléments en fonte GS assurant le passage du câble sur pylône.
- ◆ Sellettes : éléments en fonte GS assurant le passage du câble sur déviateur.
- ◆ Collier : pièces d'accrochage sur câbles porteurs décomposées en deux demis éléments tous les 10 m. Eléments en fonte GS.
- ◆ Pivot : éléments de liaison des colliers permettant de reprendre le système de suspension axiale. Eléments en acier mécano-soudé.
- ◆ Cavalier : bielle d'interface entre le pivot et la chape de suspension. Eléments en acier moulé.
- ◆ Chapes : éléments d'accrochage du culot des suspentes.
- ◆ Suspentes :

- suspente courante : 29 paires de suspension en 2 x 31T15 type Stade de France ;
- suspentes sous pylône : 3 paires x 55T15 sous pylône ; soit 64 suspentes au total.

## MÉTHODES GÉNIE CIVIL

### Installation et levage

Le chantier a une culée dans le Puy de Dôme (culée C3) et une culée en Corrèze (culée C0). Il se décompose donc en deux sites distincts espacés d'environ 12 km (15 à 20 minutes) que la pose de la passerelle à singe a permis de relier dans un premier temps.

Les matériaux de la culée C3 (rive Clermont) présentent des arènes et des migmatites très fracturées en couche supérieure nécessitant des terrassements avec des talus à 1/1. En ce qui concerne la rive Bordeaux (culée C0), on retrouve un rocher sain mais assez fracturé qui a posé de gros problèmes pour les pistes.

### Levage

Pour la réalisation des pylônes, il a été choisi de mettre en place des grues à tour Liebherr :

- ◆ côté Bordeaux, une grue à tour 245 ECH (flèche 60,00 m, hauteur 63 m) a pu être mise en place entre la culée C0 et le pylône P1 compte tenu de la bonne portance du terrain ;
- ◆ côté Clermont, une grue à tour 280 ECH (flèche 60,00 m, hauteur 69 m) a dû être montée en pied

de piste devant le pylône, puisque l'assise entre P2 et C3 était insuffisante.

Pour la réalisation des chambres d'ancrage et des déviateurs ainsi que des tirants, des grues auto-dépliables de 30 m de flèche (type Chrono 45) ont été utilisées.

Des appoints en grue mobile furent nécessaires pour la suspension et le câble.

### Puits marocains

Les puits marocains de Ø 8,50 m sont excavés par passe de 1,00 m avec un blindage lourd par virole béton armé dans les matériaux meubles et un blindage léger par béton projeté + treillis dans le rocher sain et peu fracturé.

Il a été décidé de faire un prédécoupage sur toute la hauteur de puits à partir de la plate-forme et de faire le tir de masse de la même manière afin de limiter, d'une part, les surexcavations et, d'autre part, de pouvoir bénéficier d'une foreuse de plus grosse capacité en tête de puits.

### Pylônes

Les pylônes présentent un parement en coques préfabriquées en béton poli. Cette contrainte, ainsi que la géométrie propre des pylônes (inclinaison et surfaces gauches latérales), en font un ouvrage béton totalement novateur sur lequel toutes les méthodes de construction ont dû être inventées et imaginées.

Plusieurs chapitres de réflexion ont été menés de front :

- ◆ mise au point de la préfabrication des plaques en béton poli ;
- ◆ définition et conception des outils spécifiques de réalisation des levées de pylônes ;
- ◆ définition du principe de butonnage des pylônes ;
- ◆ accès sur les pylônes.

Nous allons succinctement regarder les contraintes et le choix définitif pour chacun de ces chapitres.

#### Préfabrication des plaques en béton poli

##### Contraintes

L'architecte souhaitait des levées de 5,00 m et une teinte particulière pour les plaques polies qui resteront un des éléments architecturaux les plus marquants de l'ouvrage.

Les plaques devaient être réalisées en béton B40 G2 (gel sévère) avec une teinte gris clair ou béton clair.

Il a donc été demandé à plusieurs préfabricants de réaliser des échantillons témoins se rapprochant de ces contraintes.

Les levées de 5 m étaient pénalisantes sur plusieurs points :

- ◆ les poussées relatives à des hauteurs de grandes levées sont très importantes, ce qui impose de réa-



Vue de dessus des chambres d'ancrage

Top view of anchoring chambers



Pylônes en cours de réalisation avec butonnage provisoire

Towers being constructed with temporary strutting

liser un outil grim pant beaucoup plus important ;  
◆ l'outil ainsi dimensionné présente des problèmes de déformation (raideur réduite) et des problèmes d'encombrement quand on réalise les dernières levées ;

◆ les déformations pour les levées de 5,00 m sont beaucoup plus fortes et leur maîtrise ou leur prise en compte en construction moins évidentes ;

◆ les plaques préfabriquées sont de grande dimension, ce qui est difficile pour le transport (garbit routier), le polissage (banc de polissage limité en longueur), et la souplesse des plaques à la maintenance ;

◆ les cages d'armatures avec des levées de 5 m avec des attentes sont très encombrantes, phénomène amplifié par l'inclinaison.

#### Choix définitif

**Hauteur des levées :** pour toutes ces raisons, l'architecte a été convaincu que la réduction de la hauteur des levées s'imposait. Le choix définitif s'est fait avec des levées de 2,50 m.

**Formulation du béton :** la mise au point définitive de la formule béton de B40 G2 avec des agrégats respectant à la fois les critères de teinte et de non-géllivité a été longue et difficile. Les critères de conformité de G.R.A. (Groupe Rhône Alpes) devaient être retenus et étaient beaucoup plus draconiens que les normes habituelles (indice de géllivité < 10 %, et L < 250 m).

**Choix du préfabricant :** les coffrages préfabriqués représentant plus de 4000 m<sup>2</sup>, il y avait lieu de retenir un préfabricant avec une unité de produc-

**1<sup>re</sup> phase de lancement  
du tablier suivant la méthode  
"Tarzan"**

*First deck launching phase  
using the "Tarzan" method*



**Une autre  
vue  
Another  
view**



tion suffisante et courante pour la préfabrication proprement dite et pour le polissage (six passes de polissage pour obtenir le fini souhaité). Morin Système Architectonique (M.S.A. à Gilly-sur-Loire) présentait de sérieux arguments techniques et de sérieuses références pour ce type de produit. Son équipement en unité de polissage (trois bancs) justifiait notre choix.

La position des joints verticaux a également été assez longue. Il fallait prendre en compte les difficultés de réalisation des moules ainsi que les contraintes d'assemblage des plaques.

En définitif, il a été retenu un joint axé sur l'arête extérieure et deux joints sur la face arrière plane. Les grandes plaques arrières des levées inférieures (entre 6,00 m et 8,00 m) ont été redécoupées en deux éléments rajoutant ainsi un joint dans l'axe. Les surfaces gauches latérales sont une contrainte technique importante par leur définition et pour la réalisation des moules.

M.S.A. avait le choix entre un moule bois unitaire de 70 m de long et un moule métal déformable de 2,50 m de long. Le moule métal a été retenu malgré les difficultés techniques inhérentes à son choix : il fallait en effet trouver un système de déformation

fiable qui permette de retrouver à chaque levée la continuité d'une plaque gauche avec la plaque inférieure et obtenir un gauchissement correspondant aux plans du marché.

Pour répondre aux contraintes du planning (3 mois de préfabrication), deux moules arrière-plans et quatre moules déformables ont été nécessaires, soit six plaques réalisées par jour. On dénombre au total environ 300 plaques.

La définition des joints de pose a dû prendre en compte l'ordre de pose, l'étanchéité à obtenir et les contre-pentes pour éviter les stagnations d'eau.

### **Outil spécifique pylône**

◆ **Outils spécifiques grim pant et semi-grim pant** : le choix des outils et la mise au point définitive a nécessité beaucoup de réflexion pour intégrer toutes les contraintes avec notamment la forte inclinaison des pylônes et la présence des plaques préfabriquées.

◆ **Outil spécifique arrière pour surface plane** : compte tenu de l'inclinaison des pylônes, le choix d'un outil semi-grim pant levé à la grue n'était pas évident. Il a été décidé d'opter pour un outil auto-grim pant déplacé par deux vérins longue course 2,70 m de 10 t.

La tenue de l'outil est réalisée par cônes Artéon pour maîtriser les six consoles de l'outil. Des réservations correspondantes sont laissées dans les plaques préfabriquées.

Ces réservations seront rebouchées à la fin des pylônes avec des cônes en béton poli vissés.

◆ **Outil pour surface latérale** : compte tenu de l'inclinaison inversée, il n'était pas nécessaire d'avoir un outil grim pant hydraulique.

Un outil spécifique réalisé en position de console standard type barrage a donc été retenu. Le gauchissement et l'inclinaison ont toutefois nécessité la réalisation de nombreuses pièces spécifiques. Pour réaliser les pylônes et prendre en compte les contraintes du planning, quatre outils pour les quatre jambes seront mis en œuvre.

Ces outils doivent de plus s'adapter aux premières levées ainsi qu'aux levées de tête de pylône et levées de jonction (encombrement), ce qui impose la démontabilité de certaines pièces et des passerelles.

### **Butonnage**

La volonté de limiter fortement les déformations des pylônes en construction a nécessité de doubler le butonnage initialement prévu, à savoir, de passer de cinq niveaux de butons à huit avec une béquille inférieure pour les deux jambes les plus hautes.

Les lits de butons ont été réalisés à l'aide de profilés HEB couverts avec un platelage et des garde-corps permettant ainsi d'avoir des passerelles d'accès entre chaque jambe.

Une grande partie du butonnage a été prémontée

afin de limiter son incidence dans les cycles de réalisation des pylônes.

Les équipes sont desservies par la grue à tour du pylône concerné (équipe de six à sept ouvriers environ par jambe). Le béton des pylônes est en B60. Il était initialement prévu en B60 G2 mais la présence des coques préfabriquées extérieures protégeant le béton intérieur des pylônes ainsi que la non référence de formule similaire a justifié la dérogation en B60.

### Les accès

Jusqu'en haut des pylônes, l'accès a été réalisé à l'aide d'échelles à crinoline de 5 m permettant de passer d'un buton au buton supérieur.

A la fin de la construction, cet accès est démonté et remplacé par un ascenseur placé sur l'arête extérieure du pylône.

### Chambre d'ancrage

La réalisation du génie civil des chambres se fait en deux phases :

- ◆ l'enceinte périphérique radier et voiles avec l'amorce de la poutre centrale en béton ;
- ◆ réalisation de la poutre curviligne en béton.

Les hauteurs de voile sont réalisées en cinq phases par décomposition en levées de 4 m pour une hauteur de voile totale de 20 m.

Les chambres sont excavées à l'explosif, ce qui impose pour les parties basses de bétonner le radier et la première phase de voile avec un coffrage simple face.

Pour les hauteurs suivantes, le coffrage sera réalisé à partir d'un platelage sur rocher fermant l'intérieur de la chambre de 5 m de largeur. Ces coffrages sont des coffrages modulaires. La difficulté réside dans la mise en œuvre des tubes de réservation Ø 200 int. pour les tirants, des tubes de réservation Ø 73 pour les barres d'ancrage et des trous d'hommes à surfaces latérales tronconiques.

La poutre curviligne intérieure est coffrée avec des caissons bois unitaires qui sont détruits au décoffrage. Là encore, le planning n'autorise pas le réemploi de ces coffrages pour la deuxième chambre, les deux chambres devant être réalisées en même temps.

### Tirants

Les 2 x 43 tirants 19T15 S réalisés par Solétanche Bachy le sont à partir d'un platelage intérieur calé à - 4 m dans la chambre et ce, afin de limiter les longueurs de flèche libre de la foreuse.

Les tubes déviateurs sont prolongés au niveau du platelage afin de respecter l'implantation et l'inclinaison. Le matériel de forage accède à l'intérieur de la chambre par le côté. Les voiles d'abouts de la chambre ne sont pas réalisés sur les quatre der-



Vue de détail des pièces de suspension

Detail of suspension members

### LE MARCHÉ

- Ordre de service travaux : 2 septembre 1997
- Durée travaux : 28 mois environ
- Fin délai global : début 2000

niers mètres. La mise en tension sera aussi rendue très compliquée par l'accès du matériel à l'intérieur de la chambre et le déplacement.

## ■ SUSPENSION

### Les câbles porteurs

Les deux câbles de suspension sont espacés de 1,05 m transversalement. Chaque câble est constitué de 61 torons, composés de 61 fils de 5,43 mm de diamètre. Les torons sont disposés en hexagone. Les câbles sont déviés en tête de pylône par des selles en fonte GS de 3 m de rayon. Les 61 torons de chaque câble s'épanouissent entre le déviateur et l'ancrage sur des sellettes en fonte GS. Chaque toron est repris par deux barres Ø 48 mm en acier 42CD4. Celles-ci sont ancrées dans une chambre arrière restant toujours accessible. L'effort de traction dans ces barres est repris par 43 tirants précontraints 19T15S ancrés dans le rocher.

### Les suspentes

Les paires de suspentes courantes, espacées de 10 m, sont constituées par deux câbles 31T15 galvanisés. Les deux suspentes jumelles sont espacées longitudinalement d'une distance moyenne de 600 mm. Elles sont protégées par une gaine en polyéthylène à haute densité (PEHD) injectée à la cire.

**Vue d'ensemble de l'ouvrage avec encorbellement béton en cours de réalisation**

**General view of structure with concrete cantilever during construction**



aux câbles de suspension sont en fonte GS moulée. Ils sont constitués par deux parties assemblées par des boulons HR M30.

Afin d'éviter un excentrement des efforts par rapport au centre de gravité des colliers, l'effort des deux suspentes est transmis au collier par un axe unique.

## ■ CHARPENTE MÉTALLIQUE

### Le tablier

Le tablier est un caisson mixte portant les deux chaussées de l'autoroute. Le schéma statique est celui d'une poutre suspendue sur la travée centrale, et simplement appuyée sur les culées. Le tablier est encastré vis-à-vis de la torsion sur les culées.

Sa hauteur est de 3,000 m depuis l'intrados jusqu'au point sommet de dévers sur le hourdis béton. La hauteur totale de la charpente métallique est de 2,667 m, constante sur toute la longueur du pont.

Le hourdis, de largeur totale 22,040 m, a une épaisseur constante de 22 cm. Entre âmes du caisson, il est porté par des pièces de pont tous les 5,000 m associées aux cadres courants d'entretoisement. Les encorbellements du hourdis sont soutenus par des bracons formant triangulation avec un pas de 5,000 m.

Le caisson métallique est constitué :

- ◆ d'un fond de caisson de largeur 6,000 m, d'épaisseur variant de 14 mm à 20 mm, raidi sur toute sa largeur par cinq augets. Les augets régulièrement espacés de 1,040 m entr'axes ont une épaisseur variable de 8 à 12 mm et une largeur à la base de 250 mm ;

- ◆ de deux âmes, inclinées de 30 degrés par rapport à la verticale, dont l'épaisseur varie de 14 à 18 mm. Les âmes sont raidies sur toute leur longueur par un plat de 300 x 20 mm ;

- ◆ d'une tôle supérieure sur 75 m à partir de chaque culée dont l'épaisseur varie de 14 à 30 mm ; et sur les 210 m au centre de l'ouvrage de deux semelles supérieures de 650 x 20 mm.

Les cadres d'entretoisement courants sont répartis tous les 5,000 m et associés aux pièces de pont. Le cadre est constitué en profil ouvert dont les âmes sont découpées pour laisser le passage aux augets. Le cadre a une âme et une semelle variables.

Les cadres sur culées sont constitués d'un diaphragme avec une ouverture de 2 x 1 m.

### Le lancement (méthode "Tarzan")

Le niveau du tablier pendant le lançage sera positionné à 2,80 m au-dessus du niveau théorique au droit des palées provisoires et à 3,35 m à 50 m de

**Vue en sous-face avec encorbellement en cours**

**View from below with cantilevering in progress**



Elles sont tendues depuis leur extrémité inférieure, à l'intérieur du tablier. Leur tension peut être réglée au cours de la vie de l'ouvrage, toujours depuis l'intérieur du tablier. Elles peuvent être détendues, le tube coffrant traversant la dalle permettant le passage de la tête d'ancrage. En partie haute, les corps d'ancrage sont vissés à une chape. Chacune de ces chapes est reliée au collier des câbles porteurs par un système de bielle composé d'un pivot et d'un cavalier. Ce système permet un désaxement de 90° des deux axes de rotation, et autorise donc les rotations de torsion et de flexion longitudinale du tablier.

Les colliers permettant l'accrochage des suspentes

l'axe du tablier (on suppose que le déplacement du nœud d'attache de la suspente provisoire est nul sous charges permanentes).

Le montage du tablier sera effectué par lancement longitudinal en procédant symétriquement des culées C0 et C3.

Le tablier métallique, de longueur totale 361,20 m, est assemblé à moitié sur la culée C0 et à moitié sur la culée C3.

Chaque demi-tablier est composé de douze tronçons :

$1 \times 12 + 5 \times 18,5 + 2 \times 15 + 2 \times 12,5 + 1 \times 12 + 1 \times 9,100$ .  
L'avancement longitudinal du tablier a lieu par glissement sur chaises à galets et par oscillation des dispositifs de suspentes provisoires sur les câbles porteurs.

Par conséquent, dans chaque phase de lancement, le schéma statique du tablier est le suivant :

◆ dans un plan vertical : appui simple sur deux points (chaises à galets sur culées et/ou palée provisoire et suspentes provisoires) ;

◆ dans un plan horizontal en direction transversale : appui bilatéral assuré par l'entretoise de lancement et de retenue ;

◆ dans un plan horizontal en direction longitudinale : appui bilatéral au droit de la culée ou de la palée provisoire suivant la phase d'avancement du lançage et du pylône. Ces blocages latéraux seront activés à la fin de chaque lancement et sont dimensionnés pour le vent maximum prévu pendant le montage.

Pour l'ensemble des phases de lancement, la technique de lancement dite "Tarzan" traduit un mouvement oscillatoire de va-et-vient pour décharger et charger successivement les différentes suspentes provisoires jusqu'au clavage.

## ■ TABLIER BÉTON ET SUPERSTRUCTURES

### Hourdis béton

Les calculs d'exécution ont imposé un phasage très particulier pour la réalisation de la dalle.

Celle-ci était décomposée en 36 plots de 10 ml (360 ml) de largeur longitudinalement et trois phases transversalement (dalle centrale (10 ml) + deux encorbellements (2 x 6 ml) pour les 22 ml de largeur du tablier).

### Réalisation de la dalle centrale de largeur 10 ml par plots de largeur 10 ml

◆ Huit plots centraux axés à réaliser, soit 80 ml ;  
◆ 2 x 14 plots depuis les culées vers le centre soit 2 x 140 ml.

Cette partie de dalle était coffrée à l'aide de maillage d'étalement à l'intérieur du caisson et de tôles nervurées servant de coffrage perdu et justifiées en phase provisoire de lancement de la charpente

pour les problèmes d'aérostabilité. Ceux-ci concernaient 210 ml axés. Les 2 x 75 ml restant étaient en fait, coffrés directement par la dalle métallique du caisson fermé.

Le bétonnage a été réalisé par pompage (B40GS).

### Réalisation des encorbellements

Les encorbellements ont été réalisés à l'aide d'équipages mobiles s'appuyant sur la dalle centrale et brêlés entre eux par un système de tiges précontraintes. La difficulté a été présente sur deux points :

◆ coffrage de la partie entre bracons extérieurs et âme du caisson et décintrage ;

◆ adaptation du brêlage des équipages mobiles pour passer les suspentes axiales.

Chaque équipage était composé de deux profilés principaux en HEB 1000 sur lesquels on venait suspendre les panneaux coffrants avec intégration des contre-flèches. Le passage des suspentes a été réalisé par un système de portillons sur chaque HEB 1000 permettant à la structure d'être toujours brêlée sur le HEB 1000 restant et d'être ancrée à la dalle à un rail stabilisant la structure et permettant le déplacement.

Bétonnage des encorbellements par pompage.

### Précontrainte

L'ensemble de la dalle est précontrainte transversalement avec des câbles 4T15 espacés tous les 60 cm environ. Soit 516 câbles au total (environ 60 t de précontrainte).

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### Maître d'ouvrage

Autoroute du Sud de la France

### Maîtrise d'œuvre

- Direction de projet : Scetauroute Brive
- Division travaux : Scetauroute Ussel
- Bureau de contrôle : Jean Muller International
- Architecte : J.-V. Berlottier

### Entreprise

Deux groupements conjoints :

#### Lot principal (tout sauf lot secondaire)

Groupement solidaire :

- GTM Construction (génie civil + suspension) (D.R. Marseille et D. R. Lyon)
- Cimolai (tablier métallique) Italie

#### Lot secondaire (fournitures câbles et culots)

Groupement solidaire :

- GTM Construction
- Baudin Chateauneuf



Vue d'ensemble avec tablier béton terminé et câbles peints

General view of completed concrete deck and painted cables



## Superstructures

La suspension axiale est protégée par deux files de longrines BN1. Les encorbellements, eux, supportent des longrines BN4 avec des corniches toutes en aluminium. La finesse de ces pièces ainsi que l'ensemble des teintes finales (caisson, superstructure, câble) apportent la touche de finition à l'ouvrage.

## ABSTRACT

**A 89 – The Chavanon viaduct. When reality matches theory**

*P. Duble*

This structure falls within the framework of the construction of the Clermont Ferrand/Bordeaux motorway and in particular Section 7 (Ussel Ouest - Le Sancy).

It is precisely on the intersection of motorway A 89 and the border of the French departments (regions) of Puy de Dôme and Corrèze. It goes through the valley of a small river, the "Chavanon," with one abutment in Corrèze and the other in Puy de Dôme.

It is a composite bridge with a double axial suspension of 360 m span with a distance of 30 m between towers. The deck is about 22 m wide with a steel box structure 3 m high. This is a world first : axial suspension on a span of 360 m without tower support.

The deck culminates at a height of about 700 m, 100 m over the Chavanon. The tower heads are about 55 m over the deck. The towers have a height of about 70 m.

## RESUMEN ESPAÑOL

**Autopista A 89. El viaducto del Chavanon. Cuando la realidad coincide con la teoría**

*P. Duble*

Esta estructura se integra en el marco de la construcción de la Autopista A 89 Clermont Ferrand-Burdeos en la sección 7 Ussel Oeste - Le Sancy.

Su ubicación corresponde, precisamente, a la intersección del trazado de autopista A 89 con el límite de los departamentos del Puy de Dôme y de la Corrèze, salvando el valle de un pequeño río "El Chavanon", con un estribo en Corrèze y el otro en el Puy de Dome.

Se trata de un puente mixto de doble suspensión axial de 360 m de luz, con una distancia entre mástiles de 30 m. El tablero mide, aproximadamente, 22 m de anchura para un cajón metálico de 3 m de altura. En el caso presente, se trata de una primicia mundial : suspensión axial sobre 360 m de luz sin apoyo sobre mástil. El tablero culmina a unos 700 m de altitud, 100 m por encima del Chavanon.

Las cabezas de mástiles se sitúan aproximadamente a unos 55 m por encima del tablero.

Los mástiles alcanzan una altura de unos 70 m.



# Le pont haubané d'Uddevalla en Suède

Le pont d'Uddevalla est situé dans le nord de la Suède et fait partie de l'autoroute A6 entre Oslo (Norvège) et Göteborg en Suède. Cette autoroute est un important lien de communication entre la Scandinavie et l'Europe. Le pont franchit le fond d'un fjord situé dans un site protégé et résidentiel. Cet environnement a eu une grande influence sur la conception et la réalisation de l'ouvrage.

La longueur totale de l'ouvrage est de 1712 m avec une travée centrale haubanée de 414 m. Le tablier est continu sur toute la longueur de l'ouvrage, il est constitué de structures mixtes acier/béton.

Les 1000 tonnes de haubans ont été posées ton par ton et les câbles sont équipés pour recevoir les différentes solutions actuelles en matière de systèmes anti-vibrations.

## ■ PRÉSENTATION DU PROJET

L'autoroute E6 reliant les villes d'Oslo et de Malmö, situées dans le sud de la Suède, a été, durant ces dix dernières années, régulièrement adaptée pour être conforme au nouveau standard autoroutier. Cette autoroute est un important lien de communication entre la Scandinavie et l'Europe.

Une section critique de cette liaison est le passage d'Uddevalla qui est située à l'extrémité d'un profond fjord.

Après de nombreuses investigations réalisées durant ces trente dernières années, il a été décidé de créer un nouveau tronçon dans cette région. Le nouveau tracé, d'une longueur de 9 km, réduit la longueur de l'ancien tronçon de 12,8 km. Ce tronçon autoroutier traverse des régions très sensibles, comme des sites géologiques et archéologiques classés du côté sud et des zones résidentielles du côté nord.

Le paramètre esthétique a donc eu une grande influence dans les études de détails de l'ouvrage ainsi que le niveau de qualité.

Le pont d'Uddevalla est composé de trois parties :

- ◆ le viaduc d'accès côté sud;

- ◆ le viaduc principal haubané, franchissant le bras de mer navigable en direction de la ville d'Uddevalla;

- ◆ le viaduc d'accès côté nord.

La longueur totale de l'ouvrage est de 1712 m. Le ministère suédois des Routes a réalisé une étude de base et les appels d'offres ont débuté en mai 1996. L'entreprise Skanska a obtenu le marché en proposant une solution variante. Le contrat d'étude de détails de l'ouvrage a été réalisé par Skanska Teknik AB, une filiale de l'entreprise principale, en coopération avec le bureau d'études norvégien Johs. Holt A.S.

## ■ DESCRIPTION DU PONT

### Configuration générale de l'ouvrage

L'ouvrage comporte quatre voies de circulation, sur une longueur totale de 1712 m (figure 1). La section centrale haubanée présente un gabarit de passage pour la navigation de 190 m de largeur et 52 m en hauteur.

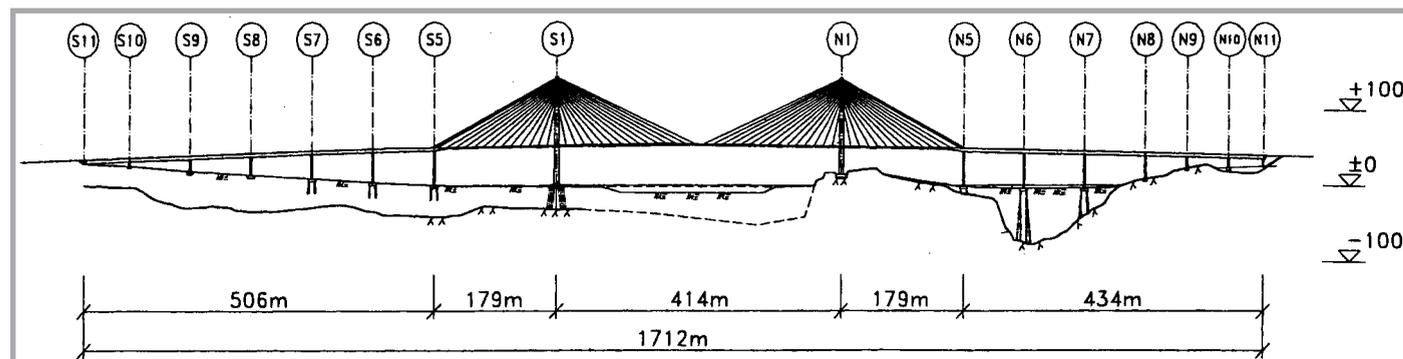


Figure 1  
Coupe longitudinale  
de l'ouvrage  
Longitudinal  
section  
of structure

**Photo 1**  
Vue générale  
du haubanage

*General view  
of staying*



Les longueurs des deux viaducs d'accès à l'ouvrage central haubané sont de 506 m et 434 m, avec des travées variables de 50 m, près des culées, à 88 m près de l'ouvrage haubané.

La section du tablier des viaducs d'accès est composée de deux caissons métalliques indépendants avec une dalle supérieure en béton coulée en place.

L'ouvrage haubané est composé d'une travée centrale de 414 m et deux travées latérales de 179 m. Les câbles de haubans qui supportent le tablier sont disposés dans des plans légèrement inclinés, pratiquement parallèles aux bras du pylône (photo 1). Ils sont ancrés sur le tablier à un écartement constant de 13,3 m sauf pour les trois derniers câbles côté culées qui sont groupés sur les piles d'ancrage N5 et S5 (figure 1). L'ensemble du tablier est continu sur une longueur totale de 1712 m.

Les joints d'expansion sont placés aux extrémités des viaducs d'accès. La continuité entre les deux viaducs d'accès et le tablier haubané est réalisée par une structure de transition fortement renforcée en béton.

Les six piles d'axes N5 à N7 et S5 à S7 sont articulées au tablier et contribuent à la stabilité longitudinale, de l'ouvrage. Toutes les autres piles sont équipées d'appuis glissants.

### Tablier de l'ouvrage haubané

Il s'agit d'une structure mixte composée de poutres métalliques et d'éléments préfabriqués de dalle en béton (figure 2).

Les deux poutres extérieures longitudinales en "I" supportent sur leur face extérieure, face au vent, des caissons de faible épaisseur (photo 2).

Les câbles de haubans sont directement ancrés sur les âmes de 1,7 m de hauteur des deux poutres longitudinales en "I".

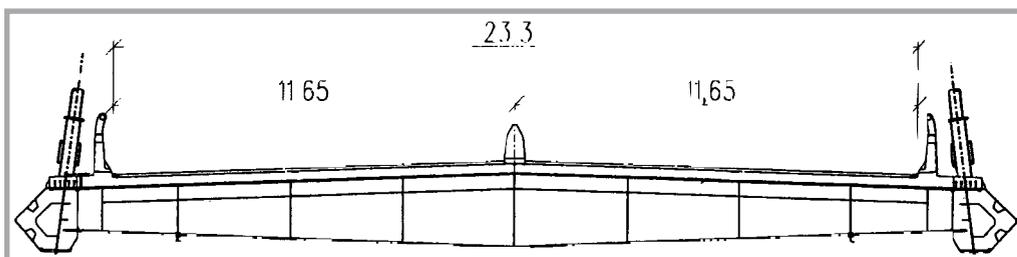
Les éléments longitudinaux de dalle préfabriqués sont connectés aux poutres métalliques par des boucles de ferrailage placées dans les joints en béton coulés en place.

L'épaisseur des éléments de dalle est de 240 mm et des barres de ferrailage longitudinal de 20 mm, espacées de 160 mm, assurent la résistance de la dalle avec une fissuration limitée à 0,20 mm de largeur. La largeur du tablier est prévue pour six voies de circulation.

### Les pylônes

Les pylônes sont réalisés avec du béton type K55 suivant la normalisation suédoise BBK 94. Ils sont en forme de lyre sur une hauteur de 140 m (figure 3). En partie haute, les câbles de haubans sont ancrés dans des caissons métalliques fixés au béton par des goujons de cisaillement.

L'entretoise, située au niveau du tablier est pré-



**Figure 2**  
Coupe transversale  
du tablier

*Cross section  
of deck*

**Photo 2**  
Vue générale  
du tablier  
et du pylône  
*General view  
of deck and tower*



contrainte (photo 3). Les spécifications du projet interdisent toute fissuration sur le pylône durant la phase de construction.

Ce critère imposait d'importantes contraintes sur la procédure de construction du tablier et l'utilisation de butons entre les jambes du pylône pendant la construction. Il a fallu également installer des supports provisoires du tablier

### Les haubans

Le haubanage de l'ouvrage est constitué de 120 câbles avec le système d'ancrage VSL. Chaque câble est constitué de torons de 15,7 mm de diamètre.

La dimension des câbles varie de 22 torons (pour une longueur d'environ 63 m) jusqu'à 77 torons (pour une longueur de 220 m).

Chaque toron est constitué de fils en acier galvanisés et protégés par de la graisse et une enveloppe en polyéthylène haute densité. Les torons sont protégés par une gaine générale constituée d'un tube en PEHD de couleur blanche. L'espace intérieur entre les torons et la gaine générale est laissé libre.

La structure du tablier a été calculée pour permettre le remplacement de chaque hauban avec une restriction de circulation correspondant à une réduction de charge de trafic sur trois voies de circulation. De plus chaque câble peut-être accidentellement supprimé avec la pleine charge de trafic sans provoquer d'instabilité de la structure ou de déformation non élastique.

## ■ LES ÉTUDES PRÉLIMINAIRES

### Sur la configuration générale de l'ouvrage

Les limitations assez strictes imposées par les spécifications du projet ont conduit dès le début à une travée centrale de 400 - 420 m.

Il a ensuite fallu choisir les meilleures géométries et dimensions pour les pylônes et sections de tablier.

Trois types de section de tablier ont été étudiées, toutes les trois étant composites :

- a) un caisson orthotrope en acier avec dalle béton et deux nappes de haubans ;
- b) même section que ci-dessus, mais avec une seule nappe centrale de haubans ;
- c) une structure ouverte en acier avec dalle béton coulée en place ou constituée de dalles préfabriquées.

Cette dernière solution a été considérée comme la plus économique et aussi la plus esthétique. Les avantages de cette section ont été démontrés sur plusieurs ouvrages avec de grandes travées au cours de ces dix dernières années. En conséquence,



**Photo 3**  
Lancement des caissons métalliques du viaduc d'accès  
*Launching the steel sections of the access viaduct*

c'est la structure "c" qui a été adoptée pour l'étude finale.

En ce qui concerne le pylône, deux types de géométrie ont été étudiées : la forme en H et la forme en lyre. Le coût inférieur du pylône en H a été contrebalancé par un coût plus élevé des fondations dû à la séparation des deux semelles des pieds du pylône en H.

En conclusion, la forme en lyre a été considérée comme la mieux adaptée en prenant en compte la combinaison des critères de coût, d'esthétique et de comportement structurel.

### Sur les effets du vent

Les conditions de vent ne sont pas particulièrement sévères. Le vent moyen à 10 minutes, au niveau du tablier est de 32,8 m/s avec une intensité de turbulence de 14,7 %. Ces valeurs correspondent à une période de 100 ans.

Des essais en soufflerie ont été réalisés sur des modèles afin de définir la stabilité aérodynamique, la sensibilité au "vortex shedding" et les coefficients aérodynamiques. Les tests ont été réalisés sur trois types de configuration :

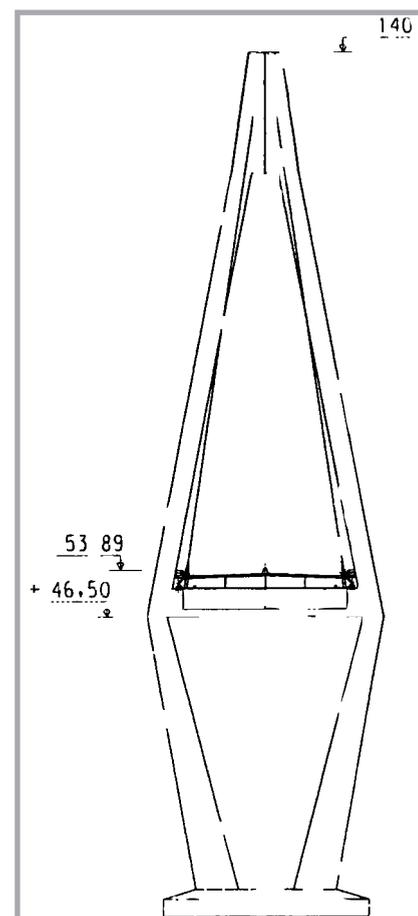
- ◆ l'ensemble de l'ouvrage sans trafic ;
- ◆ l'ensemble de l'ouvrage avec trafic ;
- ◆ l'ouvrage en cours de construction.

Les tests réalisés confirmèrent que le critère de stabilité avec 53 m/s était réalisé avec une bonne marge de sécurité, ainsi que le critère d'accélération verticale imposé par les spécifications du projet pour le confort du trafic.

Les études en soufflerie ont été réalisées par l'université des Sciences et Technologies de Trondheim, en Norvège.

### Sur l'analyse statique

Une analyse détaillée de la structure a été réalisée à chaque phase de construction, ainsi qu'une analyse des coefficients d'amplification des moments de flexion dus aux effets secondaires. Cette analyse a montré que les effets non linéaires liés à la géométrie des haubans ont une influence limitée. Les haubans ont donc été modélisés avec des élé-



**Figure 3**  
Vue générale du pylône S1  
*General view of tower S1*

**Photo 4**  
**Viaduc d'accès.**  
**Double caisson métallique.**  
**Bétonnage de la dalle**  
*Access viaduct.*  
*Double steel section.*  
*Pouring the slab*



**Photo 5**  
**Construction du tablier**  
**par encorbellement,**  
**avec butons de stabilité**  
*Construction of deck*  
*by cantilevering,*  
*with stability struts*



**Photo 6**  
**Mise en place de l'élément**  
**de tablier par le mât de levage**  
**placé sur le tablier**  
*Deck element*  
*being placed*  
*by the lifting tower*  
*located on the deck*



ments linéaires. Dans la plupart des cas, la conception des éléments de structure a été guidée par le critère d'état limite ultime, sauf pour les haubans où le critère d'état limite de service a été prépondérant.

## ■ LES FONDATIONS

Les études géologiques ainsi que les conditions géotechniques sont très variables sur le site. Pratiquement tous les types de fondations ont été utilisés sur l'ouvrage. Les viaducs d'accès sud ainsi que le pylône sud du pont à haubans sont situés sur d'anciennes moraines glacières avec gravier et sable formés il y a 12000 ans.

La culée sud S11 et les trois piles S10 à S8 sont fondées sur du bon matériau naturellement compacté. Les piles S7 à S5 sont fondées sur des pieux béton de 350 mm de côté, d'une capacité de 1600 kN et de longueur variable de 14 à 25 m. Le pylône sud S1 est situé en mer et fondé sur des pieux de 700 mm jusqu'au rocher, avec une capacité de charge de 4700 kN supportée par une structure composite acier/béton, de longueur 25 à 28 m. Le pylône nord N1 est fondé sur du rocher au niveau + 20 m au-dessus du niveau de la mer (photo 2).

La pile d'ancrage N5 est fondée sur des pieux forés de diamètres 210 et 150 mm et de longueur variable de 6 à 15 m.

Les deux piles suivantes N6 et N7 sont fondées sur des pieux battus jusqu'au rocher, de diamètre 500 mm, avec une longueur variable de 30 à 80 m. Les autres piles N8 à N10 et la culée N11 sont fondées sur du rocher.

## ■ CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

La construction de l'ensemble de l'ouvrage comprend les opérations suivantes :

- ◆ réalisation des fondations et construction des culées, piles et pylônes avec coffrages grimpants ;
- ◆ lancement des viaducs d'accès et bétonnage en place de la dalle béton ;
- ◆ construction des deux structures de transition (N5 et S5) du tablier entre les viaducs d'accès et l'ouvrage haubané ;
- ◆ construction du tablier du pont haubané. Connexion aux structures de transition ;
- ◆ connexion des viaducs d'accès aux structures de transition. Le tablier de l'ouvrage est alors continu ;
- ◆ installation des équipements.

La conception de l'ouvrage fait appel à différents types de profession. L'acier, le béton et les haubans demandent une main d'œuvre qualifiée avec une bonne coordination des différents intervenants durant toutes les phases de construction. La construc-

tion de l'ouvrage s'organise de la manière suivante. L'ensemble de la coordination est réalisée par l'entreprise principale Skanska. Alfred Andersen assure la fourniture, le levage et le soudage des structures métalliques. VSL et Spännarmering ont la responsabilité de la fourniture et de l'installation des haubans.

### Construction des viaducs d'accès

Le tablier des deux viaducs d'accès est composé d'un caisson métallique avec une dalle béton. Les éléments métalliques de 16 à 22 m de longueur et de poids maximum de 82 t sont assemblés par soudage derrière la culée et poussés jusqu'à leur position finale (photo 3). La dalle supérieure est ensuite réalisée par bétonnage sur un coffrage mobile. La longueur des travées varie de 50 à 88 m, avec un rayon de courbure horizontale de 1 750 m (photo 4). Le caisson acier est équipé d'un avant-bec de 30,5 m dont l'extrémité a une déformation maximum de 2,1 m durant le lancement.

Le lancement est réalisé sur des appuis de glissement qui sont placés sur les appuis définitifs. L'âme du caisson est renforcée provisoirement près de la semelle inférieure sur une longueur de 24 m pour éviter un éventuel voilement. La dalle supérieure en béton est coulée en place sur un coffrage mobile par tronçons de 22 m. La hauteur des piles et la recherche d'une meilleure rentabilité ont conduit à un bétonnage par tronçon en continu depuis la culée.

Pour éviter des tensions trop importantes dans le béton au-dessus des piles où la dalle est continue, le caisson acier était préchargé avec une charge de 300 t placée sur un chariot. Cette charge provoquait un moment négatif dans le caisson pendant le bétonnage et le durcissement de la dalle en béton au niveau des piles.

### Construction du pont haubané

Le tablier est construit par encorbellement (photo 5). Les quatre premiers tronçons sont assemblés sur étaielements. Après installation des haubans, l'étaielement est démonté et deux mâts de levage sont assemblés sur le tablier.

Le cycle type de pose de deux éléments de tablier (un à chaque extrémité) est d'environ 14 jours et comprend cinq opérations principales qui sont les suivantes :

- ◆ l'élément métallique du tablier est approvisionné par barge, levé par le mât de levage (photo 6) et fixé provisoirement au tablier. Ses principales dimensions sont :

- longueur : 13,3 m,
- largeur : 26 m,
- poids : 70 t.

Après réglage, l'élément est assemblé par soudage (photo 7);



**Photo 7**  
Opération de soudage de l'élément métallique du tablier  
*Welding of steel deck element*



**Photo 8**  
Systèmes de support et stabilisation du tablier  
*Deck support and stabilisation systems*

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

#### **Maitre d'ouvrage**

Swedish Road and Bridge Administration

#### **Consultant**

Leonhardt, Andrä und Partner

#### **Entreprise principale**

Skanska Civil Engineering AB

#### **Etudes**

Skanska Teknik AB (en coopération avec Johs Holt A.S.)

#### **Fourniture et pose des haubans**

VSL/Spännarmering AB

**Photo 9**  
Mise en tension  
du hauban

*Tensioning  
the cables*



**Photo 10**  
Gaine de hauban  
avec hélice anti-vibration

*Cable duct  
with anti-vibration  
screw*



- ◆ montage et réglage de la tension des deux haubans ;
- ◆ mise en place des dalles béton préfabriquées ;
- ◆ bétonnage en place des joints entre dalles ;
- ◆ lorsque la résistance du béton est de 25 MPa, les haubans sont réglés à leur longueur finale. Le mât de levage est déplacé pour la réalisation de l'opération suivante.

Le tablier est provisoirement fixé au pylône pendant la construction. Des analyses détaillées du comportement du tablier sous l'influence du vent ont conduit à installer des butons provisoires appuyés au sol et connectés au tablier, à 40,5 m de chaque côté du pylône (photo 5). Ceci afin de réduire les mouvements dus au vent dans le plan vertical du pylône.

Lorsque le fléau du tablier atteint 125 m, ces butons sont remplacés par un nouveau type de sup-

port placé à 107 m du pylône, du côté viaduc d'accès (photo 8).

Le dernier support reprend des charges verticales et horizontales et permet de réduire les oscillations du tablier. Il est également utilisé pour le vérinage du tablier pour faciliter sa connexion à la structure de transition située au-dessus des piles N5 et S5. Après la connexion du tablier à la structure de transition (photo 9), on poursuit la pose des autres segments de tablier de la travée principale.

## ■ LES HAUBANS

Le système VSL a été choisi pour la réalisation du système de haubanage constitué de 120 câbles, de 1000 tonnes de torons et des dispositifs d'amortissement de vibrations.

La méthode d'installation toron par toron définie par VSL apporte de faibles charges de construction sur le tablier, avec des équipements légers et permet une grande standardisation pour l'installation des 5 700 torons.

Toutes les opérations de tension des haubans sont réalisées à l'aide de vérins monotorons placés dans le pylône (photo 9).

La première opération de tension est réalisée par mesure de la force, les autres opérations sont principalement réalisées par une mesure de l'allongement. Ces opérations de tension et de mesures sont réalisées et contrôlées automatiquement à l'aide de capteurs et systèmes d'asservissement. La partie libre du hauban est constituée de torons placés dans une gaine en PEHD de couleur blanche. L'espace entre le paquet de torons et le diamètre intérieure de la gaine a été laissé libre.

L'ouvrage étant situé dans une zone protégée et résidentielle, des mesures de bruits ont été réalisées sur chantier et ont démontré qu'il n'y avait pas de fouettement des torons dans la gaine. Les phénomènes de fouettement ont été particulièrement observés sur des câbles de haubans sans gaine générale. Ils provoquent des bruits qui peuvent être nuisibles dans des zones d'habitation. Des problèmes de vibration des haubans ayant été observés sur plusieurs ouvrages, une étude détaillée d'évaluation des risques de vibration des câbles a été réalisée. En conclusion de cette étude, les dispositifs suivants sont installés sur l'ouvrage :

- ◆ les gaines extérieures en PEHD sont équipées de nervures hélicoïdales pour supprimer les possibilités de vibrations liées à la combinaison de pluie et de vent (photo 10) ;

- ◆ ultérieurement et si nécessaire, ces gaines pourront être équipées d'un système de connecteurs pour le montage de câbles transversaux ou aiguilles ;
- ◆ tous les haubans seront équipés d'un amortisseur de vibrations placé près du tablier sur le tube de logement de l'ancrage. Il s'agit d'un amortis-

seur à friction développé par VSL dont les principales caractéristiques sont de permettre un montage sur des ouvrages existants, de réduire les coûts de maintenance et d'être facilement accessible pendant les opérations de maintenance et de réglage éventuels.

## ■ CONCLUSION

L'ouvrage est aujourd'hui pratiquement terminé, avec la plupart de ses équipements. Les fortes tempêtes de vent auxquelles l'ouvrage a été soumis en décembre 1999 ont démontré le bon comportement de l'ouvrage et sa conformité aux études de conception.

L'esthétique et la qualité de l'ouvrage sont également conformes aux critères fixés par le maître d'ouvrage.

## ABSTRACT

### The Uddevalla cable-stayed bridge in Sweden

*Y. Bournand*

**The Uddevalla bridge is located in northern Sweden and forms part of the A6 motorway between Oslo in Norway and Göteborg in Sweden. This motorway is an important communication link between Scandinavia and Europe. The bridge crosses the bottom of a fjord located in a protected residential area. This landscape had a great influence on the bridge's design and construction.**

**The bridge has a total length of 1,712 m with a cable-stayed central section of 414 m. The deck is continuous over the entire length of the bridge. It is made up of composite steel-concrete structures.**

**The 1,000 tonnes of staying were placed strand by strand and the cables are equipped to receive different modern anti-vibration systems.**

## RESUMEN ESPAÑOL

### Puente de tirantes de Uddevalla, en Suecia

*Y. Bournand*

**El puente de Uddevalla está ubicado en el norte de Suecia y forma parte de la autopista A6, entre Oslo (Noruega) y Göteborg, en Suecia. Esta autopista constituye un importante medio de comunicaciones entre Escandinavia y Europa. El puente salva un fiordo situado en un paraje protegido y residencial. Semejante entorno ha tenido una gran influencia respecto al establecimiento conceptual y la ejecución de las obras. La longitud total de su estructura es de 1.712 m, con un tramo central atirantado de 414 m. El tablero es continuo sobre la totalidad de la longitud del puente, y está formado por estructuras mixtas de acero/hormigón. Las 1.000 toneladas de tirantes han sido instaladas cordón por cordón y los cables están equipados para recibir las diversas soluciones actuales en cuanto a sistemas antivibraciones.**

# Un élévateur transbordeur au service du pôle naval

Le port de Cherbourg sera doté, en mars 2001, d'un élévateur transbordeur de 3 000 t de capacité nominale, permettant au pôle naval de Cherbourg de saisir l'opportunité du marché de maintenance des navires rapides multicoques.

Le projet, en cours de réalisation, a été élaboré dans le cadre d'une conception des groupements d'entreprises T.P.C. (Travaux Publics du Cotentin) et C.M. Paimbœuf. Il s'appuie sur la technologie de Syncrolift® et propose une plate-forme élévatrice de 32 m x 90 m avec ossature métallique et dispositifs de levage par 14 treuils de 438 t, prolongée par une zone de transition de 29,50 m x 34,80 m vers une aire de maintenance à terre, après transfert du navire. Un automate programmable commande et contrôle les manœuvres de la plate-forme et renseigne, en temps réel, l'opérateur sur l'état du système.

## ■ LA DÉMARCHÉ ÉCONOMIQUE

Depuis 1996, La CCI de Cherbourg Cotentin (CCI-CC) est au centre d'une réflexion stratégique concernant le devenir de la construction et de la réparation navale civile du site de Cherbourg. Cette activité, forte de 1 200 emplois directs, est d'une importance capitale pour l'économie du bassin d'emploi. Dans la recherche de nouvelles orientations susceptibles de maintenir et de développer l'emploi dans le secteur naval civil, la CCI-CC et ses partenaires ont analysé la concurrence des autres sites français et européens, ainsi que les spécificités des entreprises locales.

Les conclusions ont conduit la réflexion stratégique vers : "Cherbourg : pôle de compétences navires rapides". Ce pôle aura trois composantes : l'accueil, la construction, et la maintenance. Les principaux facteurs qui ont guidé ce choix sont les suivants :

- ◆ l'évolution des modes de transport maritime vers les navires rapides ;
- ◆ le démarrage de liaisons transmanche par NGV (Navires à grande vitesse) à partir de Cherbourg ;
- ◆ la proximité d'autres lignes maritimes exploitant des NGV ;
- ◆ les acquis technologiques des chantiers locaux, et l'expérience de réparations sur NGV ;
- ◆ le savoir-faire régional en maintenance industrielle ;
- ◆ les conditions nautiques exceptionnelles du port de Cherbourg.

## ■ LE MARCHÉ ET LA CIBLE

Le marché des NGV est en rapide évolution. Au cours des cinq dernières années, la flotte mondiale est passée de 1 300 à 1 500 navires environ, avec une technologie dominante, celle des multicoques en alliage léger, catamarans et perce-vagues. En Europe de l'Ouest, la zone de chalandise de Cherbourg comprend les trafics réguliers ou saisonniers de la Manche, mer d'Irlande et mer du Nord ; sur cette zone une quinzaine d'opérateurs exploitent une trentaine de NGV. Les besoins de maintenance qui seront pris en compte, s'ils reposent sur les mêmes schémas que les navires conventionnels, présentent des particularités liées :

- ◆ aux structures légères fortement sollicitées, généralisation de l'aluminium, intégration de composites ;
  - ◆ ensembles propulsifs à haut rapport poids/performances, diesels rapides, *hydrojets*, turbines à gaz ;
  - ◆ automatisation poussée, *monitoring propulsion*, stabilisation, guidage ;
  - ◆ exploitation différente, traversées de courte durée, fréquence des rotations, saisonnalité ;
- L'objectif est d'offrir un dispositif unique en France pour la maintenance des navires rapides. Le dispositif reposera sur :
- ◆ un équipement spécialisé : l'élévateur transbordeur (figure 1) ;
  - ◆ des équipes pluridisciplinaires ;
  - ◆ une nouvelle conception de la maintenance, pour de nouveaux types de bateaux.

Figure 1  
L'élévateur transbordeur et son intégration dans le port de Cherbourg (image de synthèse)

The lift-ferry and its incorporation in the Port of Cherbourg (synthetic image)



## ■ LA PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT

Le choix d'un équipement permettant d'intervenir sur les navires "transférés" sur quai, présente, de surcroît, des avantages certains en matière de protection de l'environnement, par rapport à un système de cale sèche ou de dock flottant, puisque les résidus de peinture ou rejets de liquides dangereux pour l'environnement ne sont plus produits au-dessus de l'eau, mais à terre, où ils peuvent être traités plus aisément.

## ■ L'APPEL D'OFFRES

Un premier appel d'offres sur performances lancé en janvier 1999 proposait de réaliser un convoyeur

# de 3 000 tonnes de Cherbourg

transbordeur c'est-à-dire un dock flottant capable de prendre en charge un navire en bordure du quai de France, puis de le "véhiculer", après déballastage, jusqu'à une zone d'échouage conçue pour permettre le transfert du navire sur terre-plein.

Le coût trop élevé de cette solution a conduit le maître d'ouvrage à lancer un nouvel appel d'offres sur performances en août 1999, ouvert sur toutes les techniques de mise à l'eau ou hors d'eau des navires.

## ■ LA CONCEPTION ET LE CHOIX DE L'OUTIL

Le groupement d'entreprises s'est attaché à examiner les différentes solutions techniques susceptibles de répondre à la performance demandée par la Chambre de Commerce : *slipway* transversaux et horizontaux, système flottant, etc.

A l'issue de cette première réflexion, le principe d'une plate-forme métallique élévatrice a été retenu.

Après études approfondies et comparatives avec différentes solutions concurrentes, le projet finalement retenu, d'un coût total de 55 MF HT, est un élévateur à bateaux de technologie Syncrolift®, constitué d'une plate-forme articulée et de 14 stations de levage composées de treuils électromécaniques, offrant une capacité maximale de levage de 4500 t, et d'une zone de transition pour la maintenance du navire à terre après transfert (figures 2, 3, 4 et 5).

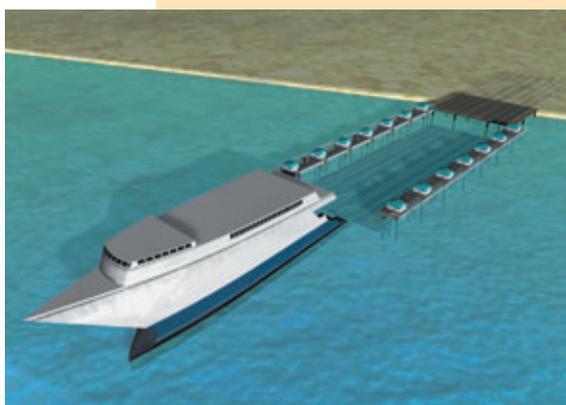
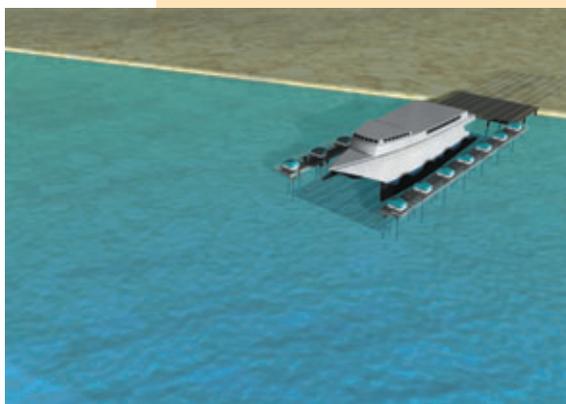
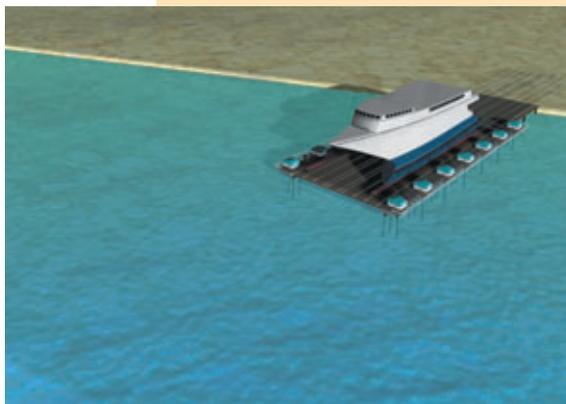
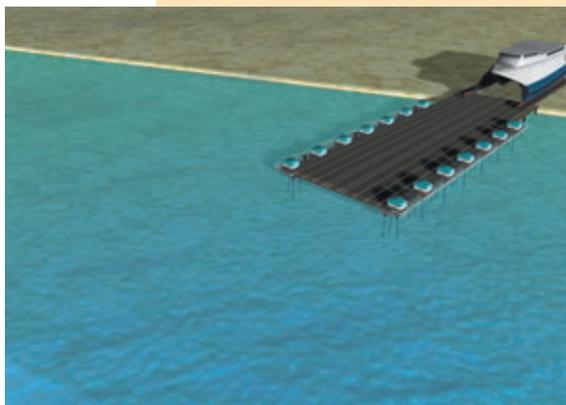
La livraison de l'élévateur-transbordeur à la CCI-CC est prévue pour mars 2001.

## ■ LES PRINCIPES CARACTÉRISTIQUES ET CAPACITÉS

L'élévateur est prévu pour recevoir tout navire jusqu'à 32 m de large et 4,50 m de tirant d'eau, dans les limites des capacités de charge ci-après :

- ◆ capacité nominale de levage : 3 015 t ;
- ◆ capacité maximale de levage : 4 500 t (correspondant à une charge axiale longitudinale uniforme de 50 t/ml) ;
- ◆ dimensions de la plate-forme : largeur 32 m x longueur 90 m ;
- ◆ capacité de levage des mécanismes : 14 x 438 t = 6 132 t.

Le fonctionnement des treuils est assuré et contrô-



**Didier Aumont**  
DIRECTEUR DES SERVICES  
CONCÉDÉS  
C.C.I de Cherbourg-Cotentin

**Jean-Marie Allix**  
RESPONSABLE SERVICE ETUDES  
ET TRAVAUX  
C.C.I. de Cherbourg-Cotentin

**Jean-Claude  
Grandchamp**  
DIRECTEUR COMMERCIAL  
T.P.C. (Travaux Publics du Cotentin)

**Didier Nakache**  
INGÉNIEUR COMMERCIAL  
C.M. Paimbœuf

**Yvonnice Bellier**  
DIRECTEUR DU CHANTIER  
T.P.C. (Travaux Publics du Cotentin)

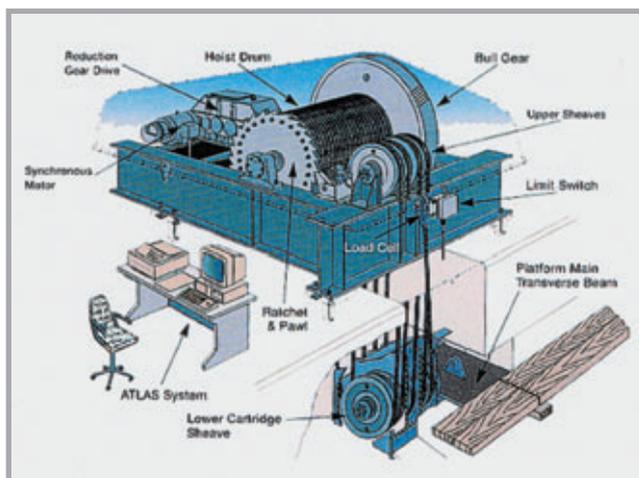
**Laurent Ziegler**  
INGÉNIEUR D'AFFAIRES  
C.M. Paimbœuf

Figures 2, 3, 4 et 5  
Cinématique  
de mise à l'eau  
d'un navire  
(images de synthèse)

*Ships launching process*  
(synthetic image)

Figure 6  
Les principaux organes  
du système Syncrolift®

The main elements  
of the Syncrolift®  
system



◆ la "NLC" (*Nominal Lifting Capacity*) correspondant à la capacité nominale de levage, donnée à titre indicatif pour évaluer le poids maximum d'un navire "moyen" susceptible d'être levé par la plate-forme. Cette valeur découle de la "MDL" par application d'un facteur multiplicatif de distribution, généralement compris entre 0,67 et 0,83.  
 $NLC = MDL \times \text{longueur effective de la plate-forme} \times \text{facteur de distribution}$ .

## LES INFRASTRUCTURES DE GÉNIE CIVIL

L'infrastructure génie civil recevant l'outillage Syncrolift® est constituée d'une dalle de transition assurant la liaison de l'outil avec le terre-plein et de 14 massifs béton supports des stations de levage. L'ensemble de cet ouvrage est fondé sur pieux.

### La souille

Les conditions maritimes d'utilisation de l'outil définies aux cahiers des charges sont les suivantes :

- ◆ niveau de mer supérieur à la cote + 4,90 m CM;
- ◆ tirant d'eau maxi des navires de 4,50 m.

Ces caractéristiques nécessitent l'exécution d'une souille en partie maritime de 32 m de largeur par 50 m de longueur à la cote - 4,85 m CM.

Les levés géotechniques situent les fonds marins entre - 2,00 m CM et - 3,00 m CM. Ceux-ci sont constitués de sables et d'un toit de rocher schiste à - 5,00 m CM maximum.

Le groupement a choisi de réaliser ce dragage par ponton Dipper, équipé d'une pelle hydraulique. Le matériau une fois extrait est chargé sur un chaland fendable automoteur et clappé à proximité dans le port de Cherbourg. Le volume est de 14 000 m<sup>3</sup>.

L'implantation en biais du projet par rapport au talus du terre-plein et le dimensionnement du projet ont nécessité un confortement ponctuel du pied de ce talus par la mise en place d'encrochements de la cote 0,00 m CM à la cote - 5,00 m CM.

### La dalle de transition

La liaison entre la plate-forme élévatrice et la zone de maintenance à terre est assurée par une dalle de transition en béton armé. Cet ouvrage est fondé sur huit files de pieux implantées sous les voies de roulement. Il est dimensionné par rapport aux différentes configurations de chargement des navires, monocoques ou catamarans, dans la limite de 50 t/ml sur l'axe de l'ouvrage. Ses dimensions sont de 29,50 m de largeur et de 34,80 m de longueur.

Cette plate-forme en béton armé est constituée de deux poutres longitudinales centrales et de six poutres longitudinales latérales à l'aplomb des rails.

Figure 7  
Les coffrages  
"cercueils"  
de la dalle  
de transition  
et les pieux  
en tripode  
d'un massif  
support de treuil

The "coffin" formwork  
for the transition slab  
and the tripod piles  
for a winch support  
block



lé par un système informatique Atlas®, permettant de surveiller avec précision les charges appliquées en chacun des points de levage, et de protéger ainsi la coque du navire contre toute surcharge involontaire pouvant survenir en cas de blocage éventuel de la plate-forme pendant son déplacement vertical, ou de défaut de réglage des tins (blocs de supportage du navire) (figure 6).

## LES RÈGLES DE CONSTRUCTION

L'élévateur à bateaux est dimensionné suivant les règles du *Lloyds Register : Code for Lifting Appliances in a marine environment - Chapter IV - Mechanical Lift Docks* (règles relatives aux appareils de levage en environnement maritime - Chapitre IV - Plates-formes élévatrices mécanisées).

Ces règles définissent, en particulier, les facteurs de performances caractéristiques de l'élévateur à bateaux, à savoir :

◆ la "MDL" (*Maximum Distributed Load*) correspondant à la charge uniforme maximum admissible sur l'axe longitudinal et sur la longueur effective de la plate-forme ;

## LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Matériaux de dragage : 14 000 m<sup>3</sup>
- Pieux métalliques Ø 762 mm : 76 unités
- Béton : 1 700 m<sup>3</sup>
- Aciers à béton : 110 t
- Aciers laminés de la plate-forme : 980 t
- Surface de peinture de la plate-forme : 11 000 m<sup>2</sup>

Chaque poutre centrale est appuyée sur cinq pieux Ø 762 mm d'entraxe 7,00 m et chaque poutre latérale sur quatre pieux Ø 762 mm d'entraxe 9,33 m. Les extrémités de la plate-forme sont bordées par une poutre transversale dont le rôle est de raidir l'ensemble.

Les poutres sont réalisées au moyen de coffrages perdus en béton armé dits "cercueils" et la dalle est réalisée en éléments de prédalles collaborantes. En phase provisoire, l'ensemble de ces éléments coffrants, est mis en place sur des chapiteaux en béton armé clavés en tête de pieux (figure 7).

La préfabrication de l'ensemble des éléments est réalisée sur site. Une grue à tour couvre l'aire de préfabrication et assure la pose des "préfas" de la dalle avec une phase de transfert en position finale sur la dalle.

### Les massifs béton supports de treuils

Les quatorze supports de treuils sont constitués chacun d'un massif en béton armé en forme de U disposé horizontalement et supporté par trois pieux Ø 762 mm. Les dimensions sont déterminées par l'encombrement des équipements qu'il supporte (treuil, cabestan, bollard). Elles sont de 3,82 m de largeur par 5,35 m de longueur et 1,50 m de hauteur. Chaque massif doit admettre les 438 tonnes de capacité de levage des treuils, les pieux avant du tripode étant plus sollicités.

Les massifs sont réalisés au moyen d'une boîte coffrante en béton armé (figure 8). L'ensemble est posé à l'aide d'une grue de 100 t sur ponton sur les trois appuis, assurés par des dèes et chevêtres en béton clavés en tête de pieux, la grue à tour assurant l'approvisionnement des éléments préfabriqués sur le ponton.

### LA PLATE-FORME

Elle est constituée d'une ossature métallique couverte par un plâlage en bois d'azobé et supporte dix files de rails longitudinales destinées au transfert du navire sur chariots vers le terre-plein. Des rails de transition assurent le verrouillage longitudinal de la plate-forme sur le terre-plein pendant cette phase de transfert.

#### Ossature métallique

La structure comporte sept poutres principales transversales de longueur 36 m, supportée chacune en ses extrémités par les poulies des stations de levage.

Ces poutres sont de classiques profilés reconstitués soudés (P.R.S.), mais leur hauteur est tout de même de 3,30 m et leur poids unitaire de 63 t. Elles sont fabriquées dans les ateliers de C.M.



**Figure 8**  
La boîte coffrante d'un massif support de treuil  
*The form box for a winch support block*



**Figure 9**  
Une poutre principale transversale au départ de l'atelier de fabrication  
*A main transverse beam at fabrication plant*



**Figure 10**  
Poutres longitudinales en cours de montage  
*Longitudinal beams during erection*

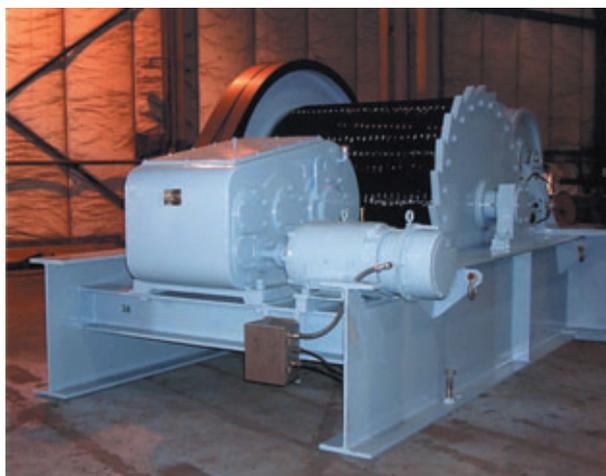
Paimbœuf, à Colombelles (14), puis transportées, une à une, par convois exceptionnels jusqu'à Cherbourg, où elles reçoivent leur protection anticorrosion avant d'être dirigées vers le site de montage du quai des Mielles (figure 9).

Les poutres principales transversales sont reliées entre elles par quatre files de poutres longitudinales, qui sont des P.R.S. de 2,00 m de hauteur (figure 10).

Les liaisons aux extrémités sur les poutres trans-

**Figure 11**  
Un treuil  
en fin de construction

*A winch at the end  
of construction*



## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maitre d'ouvrage**

CCI de Cherbourg-Cotentin

### **Assistant maître d'ouvrage**

DDE de la Manche

### **Entreprises - Lot infrastructures**

Travaux Publics du Cotentin T.P.C. (mandataire) - E.M.C.C. - Marc SA - Entrepouse Montalev Service

### **Entreprises - Lot outillage**

C.M. Paimbœuf (mandataire) - S.N.C. - T.C.C. - Truffert-Lepesant

### **Sous-traitants**

- Syncrolift INC (conception et organes de levage)
- Philippe Lassarat (protection anticorrosion)
- Locabouw (platelage bois)
- STEN (électricité)

versales sont assurées, d'un côté par soudure et de l'autre par articulation sur un grain (à l'exception des poutres longitudinales du premier module, qui sont soudées aux deux extrémités pour d'évidentes raisons de stabilité de la première poutre transversale qui basculerait sous le poids du porte-à-faux de 3,35 m).

Ces dispositions permettent d'obtenir une plate-forme articulée dans le sens longitudinal, composée de six modules de longueurs respectives : 16,90 m (dont porte-à-faux 3,35 m) - 4 x 13,55 m et 18,90 m (dont porte-à-faux 5,35 m).

Les poutres longitudinales supportent un lit de solives IPE 750 disposées dans le sens transversal au pas de 1,355 m, destinées à recevoir le platelage en azobé de 75 mm d'épaisseur, ainsi que les dix files de rails longitudinales UIC 60.

### **La fabrication en atelier**

Les tôles des poutres PRS (poutres principales transversales et poutres longitudinales) sont oxy-coupées sur un banc d'oxycoupage à commande numérique, sur lequel les chanfreinages sont directement réalisés en vue des rabotages ultérieurs par soudure.

Les profilés laminés (solives) sont débités à la scie. On réalise d'abord les rabotages des âmes et des semelles des poutres principales transversales par soudage à pleine pénétration suivant un procédé automatique sous flux solide. Les soudures sont ensuite contrôlées par radiographie dans le cas des épaisseurs inférieures à 20 mm (âmes) et par ultrasons pour les épaisseurs supérieures à 20 mm (semelles).

On prépare alors chaque PRS en présentant l'âme à plat et les deux semelles de part et d'autre, sur un banc de reconstitution.

Les semelles sont plaquées sur l'âme par l'action de vérins et le soudage automatique sous flux solide des deux cordons âme-semelles situés d'un même côté de la poutre est ainsi réalisé.

Après retournement de la poutre, on réalise les

deux cordons âme-semelles situés sur l'autre face. Ces soudures d'angle sont contrôlées par ressuage sur 10 % de leur longueur, conformément aux exigences normatives.

On procède enfin à l'habillage de chaque poutre en l'équipant des goussets, renforts et attaches diverses, que l'on soude en utilisant un procédé semi-automatique sous flux gazeux.

Les poutres sont retournées si nécessaires pour permettre le soudage à plat du plus grand nombre possible de joints.

On finit par effectuer le perçage des trous et par procéder aux opérations de finition (meulage des angles, redressages éventuels), avant de passer aux opérations de contrôle dimensionnel et de planéité, préalables à l'expédition des poutres.

L'ensemble de la structure métallique de la plate-forme représente ainsi 910 t d'acier de nuance S 355 K2 G3.

Le poids total de la plate-forme équipée de son platelage et des rails de transfert est de 1 250 t.

### **La protection anticorrosion**

Elle est assurée par un système certifié par l'ACQPA (Association pour la certification et la qualification en peinture anticorrosion), dans la classe Im2 (protection des structures métalliques immergées ou émergées ou marnantes en eau de mer ou saumâtre).

L'ensemble du système (450 microns d'époxy modifié appliqués en deux couches) est appliqué en atelier, mais d'importantes retouches existent cependant sur les nombreuses zones de soudage au chantier.

Cet aspect a conduit à retenir un système offrant un délai de recouvrement aussi long que possible (soit 12 mois), compte tenu des conditions climatiques souvent peu favorables en Normandie, pouvant conduire à différer les travaux de peinture en extérieur.

### **LES ORGANES DE LEVAGE**

Il s'agit de 14 treuils à moteur électrique synchrone d'une puissance unitaire de 11 kW, dotés chacun d'une capacité de levage de 438 t. Le recours à des moteurs synchrones identiques leur permet de fonctionner de façon mécaniquement synchronisée dès lors qu'ils sont alimentés par la même source électrique, ce qui garantit une parfaite maîtrise sur les déplacements sans aucun système d'asservissement.

Chaque treuil est donc équipé d'un moteur synchrone, d'un réducteur, d'un tambour, d'un système de freinage, d'un ensemble de poulies constituant la partie supérieure du mouflage, et des fins de course permettant de contrôler le positionnement de la plate-forme, en immersion maximale et dans

sa position haute correspondant au transfert du navire.

La vitesse de levage ainsi autorisée est de 17 cm/mn (figure 11).

La suspension est assurée par des câbles en acier galvanisé, de diamètre nominal 45 mm, à âme métallique indépendante enrobée d'un film plastique. La partie inférieure du mouflage est constituée d'un ensemble de poulies installées dans des logements prévus aux extrémités des poutres principales transversales de la plate-forme.

Chaque station de levage est, en outre, équipée d'une jauge de contraintes pour la mesure de la charge sur le câble et d'un amplificateur de signal pour le traitement de cette information par l'automate.

## ■ LE SYSTÈME DE CONTRÔLE ATLAS®

### Principes de fonctionnement

Il s'agit d'un système de contrôle et de commande informatisé qui fonctionne en adéquation avec le comportement articulé de la plate-forme.

Deux principes de base permettent de contrôler avec précision l'état de charge de l'élévateur :

- ◆ tous les points de levage doivent se déplacer de façon simultanée, indépendamment de la charge, ce qui est rendu possible par l'usage de moteurs électriques synchrones ;

- ◆ les charges appliquées aux différents points de levage doivent refléter de façon simple et directe le chargement appliqué sur la section de plate-forme adjacente de chacun de ces points de levage, ce qui n'est rigoureusement possible qu'avec une structure isostatique, c'est-à-dire une plate-forme articulée.

Grâce à ces deux caractéristiques, il est possible d'évaluer directement les incidences d'une éventuelle surcharge due, par exemple à un profil de coque irrégulier ou à un niveau de tin mal réglé, puisque les valeurs de charges mesurées ne sont pas affectées par le phénomène de continuité. Le système Atlas® permet ainsi d'arrêter la plate-forme avant qu'un incident puisse affecter la plate-forme ou le navire.

### Les indications fournies à l'opérateur

Le système Atlas® fournit, en outre, de nombreuses indications sur écran, qui renseignent sur la courbe de charge du navire et l'état de l'élévateur.

L'opérateur a ainsi le choix de visualiser graphiquement et en temps réel :

- ◆ la charge sur chaque treuil de chacune des deux rangées ;
- ◆ le centre de gravité repéré longitudinalement



**Figure 12**  
La plate-forme en cours de montage

*The platform being erected*

et transversalement, ainsi que le profil de charge du navire sur la plate-forme ;

- ◆ les indications de torsion éventuelle du navire, en cas d'attinage (positionnement des tins) incorrect, par exemple ;
- ◆ la distribution de charge du navire, calculée à partir des données préalablement communiquées par l'armateur ;
- ◆ par comparaison : la distribution de charge constatée du navire ;
- ◆ le taux de travail du système de mouflage associé à chacun des treuils, permettant de détecter un éventuel dysfonctionnement.

## ■ LE MONTAGE SUR SITE

Les sept modules de la plate-forme métallique sont assemblés et soudés sur le quai des Mielles, en retrait de 20 m environ par rapport au bord à quai (figure 12). Les extrémités des poutres longitudinales sont soudées sur les poutres principales transversales, et les solives sont soudées sur les poutres longitudinales. On utilise un procédé de soudage semi-automatique au fil fourré sans gaz, bien adapté aux opérations de chantier, forcément moins abritées qu'en atelier. Les moyens de contrôle des soudures sont identiques à ceux qu'on utilise en atelier.

Après reconstitution de l'ensemble de la plate-forme métallique sur calages nivelés à 1,50 m environ au dessus du quai, chaque module est transféré bord à quai au moyen de remorques hydrauliques automotrices, pour être pris en charge par une bigue (grue flottante) de 400 t.

Le premier module est constitué de deux poutres transversales et du maillage de poutres secondaires entre celles-ci, ainsi que de la partie en porte-à-faux côté quai (figure 13). Il est mis en place en position de chômage sur les quatre appuis génie civil, par suspension sous quatre chevêtres de supportage provisoire reposant sur les appuis.

Le second module ne comporte qu'une poutre transversale supportée provisoirement sur deux appuis génie civil et vient s'appuyer, par l'intermédiaire de ses poutres longitudinales, sur la poutre trans-



**Figure 13**  
Le premier module assemblé sur site

*The first module assembled on site*

versale mitoyenne du premier module déjà en place (liaisons articulées).

Les troisième, quatrième, cinquième et sixième modules sont constitués et mis en place à l'identique du second module.

Le septième et dernier module est identique aux modules précédents et possède en plus la partie en porte-à-faux côté mer.

Après mise en place et réglage de l'ensemble des modules de la plate-forme, les treuils sont installés sur les appuis génie civil et le mouflage des câbles est réalisé entre les ensembles supérieurs de poulies solidaires des treuils et les ensembles inférieurs de poulies assemblés en extrémité des poutres transversales de la plate-forme.

La suppression des fers de supportage provisoire sera effective après mise en route des treuils et léger relevage de la plate-forme pour prise en charge par les câbles.

Le platelage bois, tout comme les rails de transfert sont posés à l'avancement, depuis le quai vers la mer.

Les rails sont nivelés et calés à l'horizontale lorsque la plate-forme est dans sa position de transfert du navire.

## ■ LES ESSAIS EN CHARGE

Les essais de plate-forme doivent être réalisés suivant les dispositions du chapitre IV, section 3 des règles du *Lloyds Register of Shipping*. La plate-forme sera ainsi testée d'abord à vide, puis avec la charge totale. Un test opérationnel sera réalisé avec la capacité nominale de la plate-forme, incluant en principe les manœuvres de transfert vers et depuis la plate-forme.

## ■ LE STADE ACTUEL DE LA RÉALISATION

Actuellement les travaux sont relativement avancés et les délais respectés. Au niveau du génie civil, la souille, l'ensemble des pieux et la totalité de la plate-forme de liaison ont été réalisés.

La fabrication des ouvrages métalliques en atelier est achevée et leur montage est actuellement en cours sur le quai des Mielles, voisin du chantier.

Les entreprises s'attellent également à répondre aux préoccupations du maître d'ouvrage sur quelques problèmes de détail liés notamment aux transferts des navires depuis la plate-forme vers la terre.

## ABSTRACT

### A 3,000-t lift-ferry in the service of the naval district of Cherbourg

*D. Aumont, J.-M. Allix, J.-Cl. Grandchamp, D. Nakache, Y. Bellier, L. Ziegler*

**The Port of Cherbourg will be equipped in March 2001 with a lift-ferry of 3,000 t nominal capacity enabling Cherbourg to seize the opportunity of a maintenance market for multihull high-speed ships.**

**The project, being implemented, was defined in connection with a design by the consortium made up of T.P.C. (Travaux Publics du Cotentin) and C.M. Paimbœuf. It is based on the Syncrolift® technology and proposes a lifting platform of 32 m x 90 m with a metallic structure and lifting devices using 14 winches of 438 t capacity, extended by a transition zone of 29.50 m x 34.80 m towards a maintenance area on land, after the transfer of the ship. A programmable controller controls platform operations and provides the operator with real-time information on system status.**

## RESUMEN ESPAÑOL

### Elevador transbordador de 3000 t destinado al polo naval de Cherburgo

*D. Aumont, J.-M. Allix, J.-Cl. Grandchamp, D. Nakache, Y. Bellier y L. Ziegler*

**El puerto de Cherburgo (Francia) dispondrá - en marzo de 2001 - de un elevador transbordador de una capacidad nominal de 3000 toneladas, que permitirá al polo naval de Cherburgo aprovechar las oportunidades del mercado de mantenimiento de buques rápidos multicasco.**

**El proyecto, en curso de ejecución, se ha elaborado en el marco de un concepto de las agrupaciones de empresas constructoras T.P.C. (Travaux Publics du Cotentin) y C.M. Paimbœuf, que se funda en la tecnología de Syncrolift® y propone una plataforma elevadora de 32 x 90 m con una armadura metálica y dispositivos de elevación por medio de 14 cabrestantes de 438 t, prolongada por una zona de transición de 29,50 x 34,80 m hacia un área de mantenimiento en tierra, tras la oportuna transferencia del buque. Un autómatas programable acciona y controla las**

**maniobras de la plataforma e informa al operador, en tiempo real, acerca del estado del sistema.**

# Les entreprises utilisatrices de la précontrainte et le SEDIP

**Pierre Bron**



PRÉSIDENT DU SEDIP  
DIRECTEUR MARKETING  
ET DÉVELOPPEMENT  
VSL

## ■ QU'EST LE SEDIP ?

Les entreprises de construction réalisant des structures précontraintes par post-tension – sociétés utilisatrices de la précontrainte – font appel aux entreprises spécialisées (EDS), distributrices des systèmes de précontrainte et chargées de leur mise en œuvre. La plupart de ces entreprises spécialisées, qui par le passé étaient regroupées au sein du SNBATI, ont depuis 1997 créé le Syndicat des entreprises distributrices de précontrainte par post-tension (le SEDIP) rattaché à la FNTF. En font actuellement partie :

- ◆ Arteon ;
- ◆ Cipec ;
- ◆ DSI France ;
- ◆ Etic ;
- ◆ Freyssinet France ;
- ◆ GTM ;
- ◆ PCB ;
- ◆ Spie Précontrainte ;
- ◆ VSL France.

Cette création, conséquence d'une volonté toujours plus affirmée de pouvoir efficacement participer ensemble :

- ◆ à la promotion et au développement de la qualité et du savoir-faire des entreprises spécialisées ;
  - ◆ à la promotion et la défense de la technique de précontrainte par post-tension ;
  - ◆ à la définition et à l'organisation de la formation professionnelle requise pour assurer la qualité du service fourni ;
  - ◆ à des groupes ou commissions travaillant, sur le plan national ou international, à l'évolution des règlements, des exigences et aux développements de cette technique,
- répond simultanément à la nécessité de pouvoir exprimer un avis commun en face des différents intervenants, en particulier les Administrations, dans les domaines techniques. Elle s'inscrit de plus dans une logique de progrès et de participation aux innovations concernant cette activité très pointue. En effet, la large et fréquente utilisation de la précontrainte a permis de concevoir des structures de plus grande portée, allégées ou plus élancées



Aéroport Charles de Gaulle à Roissy - Aérogare 2 - Module 2F

Charles de Gaulle airport in Roissy - Terminal 2 - Module 2F

(économies de matériaux), permettant également aux architectes certaines audaces de formes agréables en terme d'environnement.

## ■ LES SUJETS COMMUNS AUX ENTREPRISES UTILISATRICES ET AU SEDIP

Aujourd'hui l'ensemble des membres du SEDIP, à travers leurs relations habituelles avec les organismes officiels tels que l'EOTA (European Organisation of Technical Approval), la CIP (Commission Interministérielle de la Précontrainte), le Setra (Service d'études techniques des Routes et Autoroutes), le LCPC (Laboratoire central des Ponts et Chaussées), ainsi qu'avec les entreprises utilisatrices de la précontrainte, les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'œuvre, s'efforcent, par la qualité des échanges qu'ils entretiennent et du travail théorique effectué en commun, de satisfaire aux objectifs qu'ils se sont fixés, entre autres d'apporter, par des idées nouvelles, des suggestions, des expériences acquises ou des méthodes nouvelles, les indispensables améliorations ou développements nécessaires au bon achèvement des ouvrages qu'ils construisent ensemble en influant positivement sur leur pérennité.

Le SEDIP est représenté à la CIP par plusieurs de ses membres et participe activement, dans le cadre de groupes de travail ou commissions, à la formulation ou à la révision de directives ou recommandations constituant les règles de l'art relatives à la réalisation de la précontrainte.



© Philippe Guignard

Viaducs d'Avignon  
Avignon viaducts

- ▶ A ce titre et de manière non exhaustive, on peut citer la participation du SEDIP lors de :
- ◆ la préparation, l'établissement et la révision d'un PAQ type (Plan assurance qualité) pour la mise en œuvre de la précontrainte par post-tension ;
  - ◆ la révision du fascicule 65A du CCTG du ministère de l'Équipement, du Transport et du Logement (réf. 92-8 T.O.) ;
  - ◆ la rédaction du règlement relatif à l'attribution du badge CMP (Chargé de mise en précontrainte),

- les EDS ayant la responsabilité d'apprécier les compétences requises ;
- ◆ la préparation et la rédaction des textes pour l'homologation de coulis d'injection ;
- ◆ la préparation de circulaires ou spécifications complémentaires relatives, en particulier, à la précontrainte extérieure démontable ;
- ◆ les travaux du groupe spécialisé haubans de la CIP.

Ces actions conduites en collaboration avec les donneurs d'ordres, les organismes de contrôle habilités et les sociétés utilisatrices permettent de tendre vers une rationalisation et une optimisation de l'ensemble des connaissances, méthodes et ressources propres à faire évoluer positivement la technique de la précontrainte par post-tension, d'en accroître l'usage et le développement.

Que ce soit au plan national ou international, la qualité des réalisations précontraintes par post-tension auxquelles la profession a participé et qui font la réputation internationale des entreprises françaises du BTP, est directement la conséquence des efforts continus que les professionnels, dont les membres du SEDIP et les sociétés utilisatrices, ont développés depuis de nombreuses années pour innover, améliorer et progresser, tout en ayant à l'esprit la volonté de conserver la compétitivité de ce type d'ouvrage. L'amélioration continue des systèmes eux-mêmes, les méthodes de réalisation ou la nécessaire qualification des personnels concernés, contribuent à faire de la précontrainte par post-tension une technique de pointe autorisant audaces et nouvelles approches dans l'art de construire, sans jamais omettre la finalité économique.

**Parlement de Strasbourg**  
*Strasbourg Parliament*



© Fr. Vigouroux

**Pont de l'Elorn**  
*Elorn Bridge*



**Barge Nkossa**  
*Nkossa barge*



## ■ LE FUTUR ENSEMBLE

Depuis deux ans, le SEDIP a été également fortement concerné par la préparation des procédures européennes de certification des procédés de précontrainte confiées à l'EOTA par la Commission européenne. Pendant toute la phase durant laquelle le SEDIP s'est trouvé impliqué, il s'est voulu le soutien inconditionnel d'une approche privilégiant la qualité finale des réalisations faisant appel à la précontrainte par post-tension en mettant clairement en évidence la nécessité de ne pas dissocier le couple Produit et Service fourni par l'entreprise chargée de la mise en œuvre.

Cette approche, couramment pratiquée en France depuis des années, a permis la réalisation d'ouvrages de natures très différentes : ouvrages d'art courants ou viaducs importants, ponts haubanés, structures à caractère d'unicité (Grande Arche, barge Nkossa, Roissy 2F), structures de confinement (centrales nucléaires, réservoirs à gaz naturel liquide, silos) radiers, dalles ou dalles transfert de bâtiments, à l'occasion desquels les entreprises utilisatrices et les entreprises spécialisées (EDS)

ont pu, à maintes reprises, vérifier le bien-fondé de la mise en commun de leurs connaissances et compétences pour trouver des solutions adaptées aux problèmes posés lors de leurs travaux.

Demain avec l'évolution que ne manquera pas de connaître le monde européen de la construction, notamment pour les ouvrages faisant appel à la post-contrainte avec en particulier :

- ◆ la mise en place de procédures européennes d'agrément et de certification des procédés de pré-contrainte ;

- ◆ les nouvelles directives Travaux et Services donnant plus de place aux variantes,

il apparaît indispensable que, pour maintenir la compétitivité de telles réalisations, en améliorant la qualité, la durabilité, voire le suivi des ouvrages construits, la relation entre entreprises utilisatrices et entreprises spécialisées s'accroisse et se développe.

Pour certains projets, il est certainement souhaitable, au vu des expériences vécues, que la maîtrise par l'entreprise utilisatrice de ses métiers soit dès l'origine associée à la maîtrise du métier de spécialiste de l'EDS pour se fondre dans une approche commune qui, tout en laissant à chacun sa spécificité de savoir-faire et de réalisation, conduise à l'obtention des meilleures propositions possibles en terme de coûts, de techniques, de méthodes et de durabilité.

L'avenir réservé au couple entreprise utilisatrice + entreprise spécialisée (EDS) qui saura répondre aux nouveaux challenges que ne manquera pas de lui proposer le marché européen et international dans le domaine des ouvrages précontraints, est potentiellement prometteur et il apparaît essentiel de faire en sorte que les efforts conjoints néces-

saires pour les aborder et les gagner deviennent pratique courante.

D'ores et déjà, les entreprises du SEDIP, conscientes de l'enjeu, sont prêtes et orientent leurs actions en ce sens en souhaitant que leurs individualités et leurs capacités spécifiques soient reconnues.



**Viaducs du Boulonnais**  
*Boulonnais viaducts*



**Réservoir de gaz naturel liquide**  
*Liquefied natural gas tank*

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Aéroport Charles de Gaulle à Roissy - Aérogare 2 - Module 2F**

- Maîtrise d'ouvrage - Maîtrise d'œuvre : Aéroport de Paris - ADP
- Entreprise générale : Spie Batignolles TP

### **Viaducs d'Avignon**

- Maîtrise d'ouvrage - Maîtrise d'œuvre : SNCF
- Entreprises : Bouygues, GTM

### **Parlement de Strasbourg**

- Maîtrise d'ouvrage : SERS
- Maîtrise d'œuvre : Architecture Studio Europe
- Entreprises : Léon Grosse, Impregilo, SNCP, Eiffel, Solétanche

### **Pont de l'Elorn**

- Maîtrise d'ouvrage : ministère de l'Équipement, direction des Routes
- Maîtrise d'œuvre : DDE Finistère
- Entreprises : Razel, Demathieu et Bard, Pico

### **Barge Nkossa**

- Maîtrise d'ouvrage : ELF Congo
- Entreprises : Bouygues, Bouygues offshore

### **Viaducs du Boulonnais**

- Maîtrise d'ouvrage : Sanef
- Maîtrise d'œuvre : Scetauroute
- Entreprises : Bouygues, Norpac, Demathieu et Bard

### **Réservoir de gaz naturel liquide**

- Maîtrise d'ouvrage : Korean Gas Corporation
- Entreprises : Hanyang Corporation, SN Technigaz

## Le tutorat dans les Travaux Publics

**Mieux insérer dans la Profession, dans l'entreprise est une démarche utile, sociale et managériale. Aider un nouvel arrivant, c'est favoriser la fidélisation à nos métiers, l'acquisition rapide d'un savoir-faire et la motivation individuelle sans laquelle il ne peut y avoir performance de l'entreprise.**

**Le tutorat étant déjà présent dans le compagnonnage, nous lui avons redonné vie dans les Travaux publics. Mieux accueillir et apprendre à apprendre est le but d'une formation particulière, dispensée à ceux qui acceptent volontairement cette mission pour exercer un réel tutorat.**

**Il était normal que nous valorisions ces volontaires en les reconnaissant d'une façon particulière et identifiée. Nous avons créé "l'Ordre des Tuteurs des Travaux Publics". Leur admission, reconnue publiquement, est la marque de leur rôle important dans l'intégration des jeunes. Elle exprime aussi la volonté de la FNTFP de contribuer par une bonne relation humaine à l'amélioration de l'image de notre profession plus que nécessaire dans une période de pénurie de main d'œuvre. Sept cents tuteurs ont déjà reçu leur diplôme et leur insigne distinctif.**

**D'autres viendront bientôt se joindre à eux pour un meilleur accompagnement dans le transfert de compétences. Développer le tutorat, c'est bon pour l'homme, pour l'entreprise et pour la profession.**

**Bernard Cliche**  
PRÉSIDENT DE L'ORDRE DES TUTEURS  
DE LA FNTFP



**A** peine 6 % des salariés des travaux publics ont moins de 26 ans : un chiffre éloquent qui témoigne du faible attrait des jeunes pour le secteur et de la difficulté des entreprises à trouver et à garder une main d'œuvre jeune et qualifiée.

Pour remédier à cette situation, la FNTFP, en accord avec les partenaires sociaux, a décidé de promouvoir un dispositif simple et efficace : le tutorat.

Initié en 1995, le tutorat dans les travaux publics poursuit deux objectifs :

- ◆ intégrer rapidement et durablement des jeunes dans l'entreprise ;
- ◆ et valoriser les salariés qui, après avoir suivi une formation leur permettant d'apprendre à apprendre, ont choisi de s'impliquer dans l'accueil et la formation des jeunes.

### ■ LE TUTORAT : LA GARANTIE D'UNE INTÉGRATION RÉUSSIE DES JEUNES

**Pour le jeune**, le tutorat c'est l'assurance d'un réel accueil dans l'entreprise.

Le tuteur va informer et guider le jeune dans l'entreprise. Il va l'aider à élaborer ou à valider un projet professionnel en repérant ses aptitudes, ses goûts et en décelant ses capacités. C'est lui qui va motiver le jeune dans son orientation vers les métiers des travaux publics.

**Pour l'entreprise**, le tutorat c'est la garantie d'une meilleure transmission du savoir-faire et de la culture de l'entreprise. C'est également une façon d'améliorer son image tant auprès des jeunes qu'auprès des salariés.

Aussi, afin de permettre au tuteur de remplir pleinement sa mission, la profession a décidé de créer un dispositif de formation aux fonctions de tuteur.

### ■ HISTORIQUE DU DISPOSITIF DE FORMATION DES TUTEURS TRAVAUX PUBLICS

Les partenaires sociaux des travaux publics ont signé le 26 juillet 1995 un accord relatif au développement du tutorat dans les travaux publics.

L'objet de cet accord était de favoriser la formation de tuteur sur la base d'un programme de formation élaboré par la Profession en collaboration avec les Compagnons du Devoir. Il avait également comme ambition de reconnaître et de valoriser les compétences des salariés qui ont fait le choix d'exercer la fonction de tuteur, en instituant l'octroi d'une prime financière et l'inscription à l'Ordre des tuteurs, créé par l'accord du 19 septembre 1996.

Le suivi de ce dispositif est assuré par le Conseil de l'Ordre des tuteurs, composé paritairemment, qui se réunit régulièrement et formule toute proposition pour développer le tutorat.

C'est ainsi que divers aménagements au dispositif initial ont été décidés afin de permettre un accès plus large à l'Ordre des tuteurs tout en conservant la qualité de la formation.

### ■ LA FORMATION DES TUTEURS

Huit centres de formation ont été reconnus par la Profession pour dispenser la formation de tuteur travaux publics.

La durée totale de cette formation est de 4 jours répartis en deux périodes de 2 jours.

Récemment, le Conseil de l'Ordre des tuteurs a souhaité ouvrir l'accès à l'Ordre des tuteurs en permettant aux entreprises de travaux publics ayant élaboré leur propre référentiel de formation d'adhérer au dispositif travaux publics. Les entreprises ont désormais la possibilité de faire

agréer leur référentiel de formation par l'Ordre des tuteurs. La formation pourra ensuite être dispensée au sein de l'entreprise ou dans un centre de formation de son choix. Chaque tuteur devra également suivre une journée de formation complémentaire animée par l'un des centres de formation reconnus par la profession.

Plusieurs entreprises intéressées par le dispositif travaux publics ont décidé de faire agréer leur référentiel de formation. Suite à leur demande, le Conseil de l'Ordre des tuteurs a ainsi reconnu les référentiels de formation des entreprises **Colas, Alstom, Eurovia et Garczynski Traploir**.

## ■ LA RECONNAISSANCE DES TUTEURS

Dès la création du dispositif de formation des tuteurs travaux publics, la profession a tenu à valoriser les compétences des salariés qui ont fait le choix d'exercer la fonction de Tuteur.

Cette reconnaissance se traduit par l'inscription du salarié à l'Ordre des tuteurs, lors d'une manifestation solennelle organisée, soit par l'entreprise, soit par la profession.

A cette occasion, le tuteur se voit attribuer par la profession une prime de 4 000 F.

L'inscription à l'Ordre des tuteurs est faite pour une durée de 5 ans. Au terme de cette période, l'inscription pourra être renouvelée sur demande du salarié pour une nouvelle période de 5 ans, si le salarié a effectivement exercé la fonction de Tuteur. Actuellement, plus de 700 tuteurs sont inscrits à l'Ordre des Tuteurs.

La profession a également prévu la création d'un annuaire national de l'Ordre des tuteurs qui recensera l'ensemble des tuteurs travaux publics.

## ■ L'AIDE FINANCIÈRE DE LA PROFESSION

La profession a souhaité mettre en place un dispositif peu coûteux pour l'entreprise en octroyant une aide financière qui s'ajoute au montant pris en charge par les OPCA.

Le coût de la formation (coût pédagogique, salaire + charges, déplacement et hébergement) est pris en charge, d'une part par l'OPCA TP ou par le FAFSAB, selon que l'entreprise emploie plus ou moins de dix salariés, dans la limite des dispositions réglementaires en vigueur.

A cette prise en charge, s'ajoute une aide supplémentaire de la profession, dès lors que l'entreprise a fait appel à l'un des huit centres de formation reconnus par la profession pour dispenser la formation. Cette aide double le montant octroyé par l'OPCA TP ou le FAFSAB.

# Travaux

## Retrouvez tous les numéros spéciaux :

### Autoroutes et grands ouvrages depuis 1994

**N° 713** **Autoroute A14**

**N° 723** **Boulevard périphérique de Lyon**

**N° 735** **Stade de France**

**N° 742** **TGV Méditerranée**

**N° 743** **Pont Vasco de Gama**

**N° 745** **Autoroute de la Maurienne**

**N° 757** **Autoroute A51**

**N° 768** **Autoroute A89**

**Contact :** **Revue Travaux**  
**Colette Robert**  
**9, rue Magellan**  
**75008 Paris**

**Tél. : 01 40 73 80 05 - Fax : 01 49 52 01 80**