

n° 749

PONTS FERROVIAIRES

- La construction d'un pont-rails sous la ligne Moret-Lyon à Boismorand. L'exploit d'une équipe
- RER C - Paris XV^e. Reconstruction et allongement du pont-rails de la rue Leblanc
- TGV Méditerranée. Lot 2B. Le viaduc de franchissement du Rhône entre Vénéjan et Mondragon

PONT ROUTIER

- La reconstruction du pont de Saint-Gilles sur le Petit Rhône

PONTS AUTOROUTIERS

- Les ouvrages poussés du nœud autoroutier A 19 (Sens-Courtenay) - A 6 (Paris-Lyon)
- Les viaducs du Crozet. Deux ponts en arc sur l'A 51
- Le viaduc de la rivière Saint-Sauveur sur l'autoroute A 29. Liaison Pont de Normandie - Autoroute A 13

PONTS ETRANGERS

- L'ouvrage de Pakse au Laos
- Le Hung Hom bypass à Hong kong
- Le Kisosansen project au Japon. Deux viaducs sur les rivières Ibi et Kiso
- Rajeunissement de haubans en Argentine

Ponts



sommaire

janvier 1999

Ponts

Travaux
numéro 749

Notre couverture
**AUTORIPAGE® sur 35 m
du pont de Boismorand**
DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier

3, rue de Berri - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 44 13 31 44

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart

Tél. : (33) 02 41 35 09 95

Fax : (33) 02 41 35 09 96

E mail : Francoise.Godart@wanadoo.fr

MAQUETTE

T2B&H

8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris

Tél. : (33) 01 44 64 84 20

VENTES ET ABBONNEMENTS

Colette Robert

RGRA

9, rue Magellan - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 40 73 80 05

E mail :

revue.generale.des.routes.rgra@wanadoo.fr

France : 920 FF TTC

Etranger : 1100 FF

Prix du numéro : 115 FF (+ frais de port)

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle

61, bd de Picpus - 75012 Paris

Tél. : (33) 01 44 74 86 36

Imprimerie Chirat

Saint-Just la Pendue (Loire)

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

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

Editions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris

Commission paritaire n° 57304


éditorial
Daniel Tardy

1

actualités

8

matériels

12

PRÉFACE
Jean-François Coste

13

PONTS FERROVIAIRES

◆ La construction d'un pont-rails sous la ligne Moret-Lyon à Boismorand. L'exploit d'une équipe - *Construction of a railway bridge under the Moret-Lyon line in Boismorand. A team achievement*

J.-M. Beauthier

14

◆ RER C - Paris XV^e. Reconstruction et allongement du pont-rails de la rue Leblanc - *Regional Express Railway (RER) Line C - Paris XV. Reconstruction and extension of railway bridge on rue Leblanc*

B. Plu, B. Jallat, Ch. Lavigne

18

◆ TGV Méditerranée. Lot 2 B. Le viaduc de franchissement du Rhône entre Vénéjan et Mondragon

- *TGV Mediterranean HS train. The viaduct over the Rhône between Vénéjan and Mondragon*

J.-Cl. Bouley

26

PONT ROUTIER

◆ La reconstruction du pont de Saint-Gilles sur le Petit Rhône - *The construction of the Saint-Gilles bridge over the Petit Rhône*

J. Berthelley, J.-Y. Sablon, Gr. Philippon, J.-Cl. Jehan, D. Fargeix, G. Gire, Ph. Allamigeon, Fr. Bouet, Ph. Fraleu, P. Dugas, J.-Cl. Bouley, M. Toulouse

33

PONTS AUTOROUTIERS

◆ Les ouvrages poussés du nœud autoroutier A19 (Sens-Courtenay) – A6 (Paris-Lyon)

- *Launched structures of motorway A19 (Sens-Courtenay) – A6 (Paris-Lyon)*

A. Guenoun, A. Rage, M. Bonnot, N. Tennevet

45

Routes

Travaux urbains

Réhabilitation

d'ouvrages

Sols

et fondations

Tunnels

Offshore -

Travaux en mer

Environnement

Terrassements

International

janvier 1999

Ponts



◆ Les viaducs du Crozet. Deux ponts en arc sur l'A51
- *The Crozet viaducts. Two arch bridges over the A51*
G. Vanbremeersch

55



◆ Le viaduc de la rivière Saint-Sauveur sur l'autoroute A29. Liaison Pont de Normandie - Autoroute A13
- *The Saint-Sauveur River viaduct on the A29 motorway. Link between the Normandy bridge and motorway A13*
J. Mesqui, M. Mimram, J.-M. Tanis, G. Latroy, D. Richard, F. Belblidia, P. Aublanc, E. Boudot, E. Mercier, M. Placidi, J.-P. Commun

62



PONTS ÉTRANGERS

◆ L'ouvrage de Pakse au Laos
- *The Pakse structure in Laos*
S. Grogan, P. Mahar

66



◆ Le Hung Hom bypass à Hong Kong
- *The Hung Hom bypass in Hong Kong*
J.-Y. Mondon

70



◆ Le "Kisosansen project" au Japon. Deux viaducs sur les rivières Ibi et Kiso
- *The Kisosansen project in Japan. Two viaducts on the Ibi and Kiso rivers*
Ph. Casteleyn

75



◆ Rajeunissement de haubans en Argentine
- *Reconditioning of stay cables in Argentina*
C. de La Fuente, J.-Ph. Fuzier, J.-Cl. Percheron

81

économie

86

répertoire des fournisseurs

87

Suivant la tradition, la revue *Travaux* publie un numéro spécial sur les ouvrages d'art. Véritable vitrine des réalisations des entreprises françaises en France et à l'étranger, ce numéro témoigne, s'il en est besoin, de la vitalité du BTP de notre pays, premier exportateur mondial selon le Syndicat des Entrepreneurs Français Internationaux (SEFI).

Il montre surtout les capacités de créativité et d'innovation des entreprises et bureaux d'études dans le domaine des ouvrages d'art. Cette innovation s'exprime d'abord par l'originalité des structures qui doivent répondre au mieux aux contraintes du site, qu'elles soient techniques ou architecturales ; le tablier à âme ajoutée du pont sur le Vecchio en Corse, ou le pont de Saint-Gilles dans le Gard en sont l'illustration. Cependant, plus encore que pour la conception et le calcul des structures, des progrès remarquables ont été faits dans les méthodes de construction des ouvrages qui s'adaptent à la fois à leur type de structure et au contexte local. La construction du pont de Boismorand par AUTOFONÇAGE® en est un exemple. Nul doute qu'au niveau des méthodes de construction, il est nécessaire que soit menée une réflexion approfondie et soit établie une excellente coordination entre le bureau d'études, celui des méthodes et les responsables de chantier, pour faciliter l'exécution, gage de l'amélioration de la productivité du chantier et de la qualité de l'ouvrage en service.

L'intégration des bureaux d'études au sein des entreprises françaises favorise cette association entre responsables des études et du terrain ; elle constitue un avantage pour susciter de nouvelles méthodes de construction par rapport à leurs concurrents étrangers. Une troisième source d'innovation apparaît aujourd'hui, celle des matériaux eux-mêmes. Les recherches menées depuis une vingtaine d'années sur les poudres réactives, les agglomérats complexes commencent à produire leurs fruits et donnent naissance aux premiers ouvrages expérimentaux comme la passerelle de Sherbrooke au Canada. Avec les

bétons à hautes performances, ces nouveaux matériaux ouvrent des horizons au génie civil et devraient améliorer la durabilité des ouvrages, préoccupation majeure des maîtres d'ouvrage. Encore faut-il que les structures puissent être adaptées à ces matériaux, ce qui suppose une meilleure collaboration entre ingénieurs de structure et ingénieurs de matériaux. C'est dans cette perspective qu'a été créée l'Association Française de Génie Civil – AFGC – à la suite de la fusion de l'AFPC et de l'AFREM, rassemblant ainsi toutes les composantes du génie civil français dans un même lieu d'échange et de travail.

Malgré toute la volonté de progresser sur le plan technique dont les différents acteurs de la construction font preuve, leurs efforts resteront vains si les perspectives des marchés qui s'offrent aux entreprises et bureaux d'études restent limitées, comme la conjoncture actuelle peut le laisser craindre. Il est notoire que les budgets publics n'ont plus la possibilité d'engager des dépenses d'équipements à la hauteur des besoins d'infrastructures et que les arbitrages entre priorités ne leur sont pas toujours favorables. D'où la nécessité d'étendre le champ de l'innovation aux méthodes de financement et de dévolution des travaux. Nos voisins britanniques ont montré la voie, en choisissant pour la réalisation du deuxième pont sur la Severn, une variante à financement privé mise en concurrence avec une variante à financement public ; cette procédure a permis

de faire participer une grande entreprise française. Il est certain que nos maîtres d'ouvrage publics devront élargir le champ des méthodes de consultation pour permettre aux entreprises et aux bureaux d'études de maintenir leur compétitivité au niveau européen. C'est probablement l'un des principaux enjeux des prochaines années que de savoir maintenir le potentiel de créativité des entreprises françaises tout en s'adaptant au contexte de la Communauté européenne dont les directives et la réglementation sont largement influencées par les approches anglo-saxonnes.



■ **JEAN-FRANÇOIS COSTE**

**Président de l'AFGC -
Association Française
de Génie Civil**

La construction d'un sous la ligne Moret - L'exploit d'une équipe

La nouvelle opération conduite conjointement par la SNCF, J.M.B Méthodes et l'entreprise Demathieu et Bard montre que la collaboration entre la SNCF et J.M.B Méthodes permet une amélioration des techniques de réalisation et de mise en place d'ouvrages d'art de plus en plus importants. Le foisonnement d'idées de J.M.B Méthodes, tempéré et canalisé par les équipes de la maîtrise d'œuvre SNCF, chacun s'appuyant sur son expérience en matière de mise en place d'ouvrages d'art, a permis d'offrir au maître d'ouvrage une solution élégante, économique et non génératrice de perturbations du trafic.

Philippe Ramondenc
DIRECTION DE L'INGÉNIERIE
SNCF

■ HISTORIQUE

La SNCF, région de Paris Sud-Est, a lancé en juillet 1997 un appel d'offres pour la construction d'un pont-rails sous la ligne Moret - Lyon à Bois-morand. Cet ouvrage devait permettre le passage du tronçon Dordives - Cosnes-sur-Loire de la future autoroute A 77. La SNCF assurait pour sa part la maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre du pont et SAPRR la maître d'ouvrage de la construction de l'autoroute. Scetauroute (direction du projet A 77 basée à Montargis) était le maître d'œuvre de SAPRR et l'interlocuteur de la SNCF sur cet ouvrage. Le projet d'appel d'offres avait été conçu par la SNCF Paris Sud-Est et le département des ouvrages d'art du patrimoine, de la Direction de l'Ingénierie. Il offrait aux entreprises deux possibilités :

- ◆ un ouvrage à deux travées équipé d'un tablier

métallique à poutres latérales et âme pleine de 2 m de hauteur (figures 1 et 2) ;

- ◆ un ouvrage à une travée avec tablier isostatique à poutres latérales de 3,50 m de hauteur à l'axe et de 2,00 m aux appuis (figure 3).

L'ouvrage qui présente un biais de 53,927 grades permettra le passage de six chaussées de 3,50 m, d'un TPC de 3,50 m, de 2 BAU de 3 m et de deux cunettes de 2 m pour l'écoulement des eaux.

En solution de base, une passe-charretière devait être réservée pour la circulation des engins de terrassement. Les deux solutions de base imposaient la pose de tabliers auxiliaires et de "palées anglaises" ainsi que le blindage tirant d'un merlon central. Cette méthode traditionnelle a l'inconvénient d'imposer des ralentissements de circulation ferroviaire et la surveillance fréquente des tabliers auxiliaires, et ce, pendant plusieurs mois.

Figure 1
Vue en élévation -
Solution de base SNCF
SNCF (French
Railways) basic
solution - Elevation

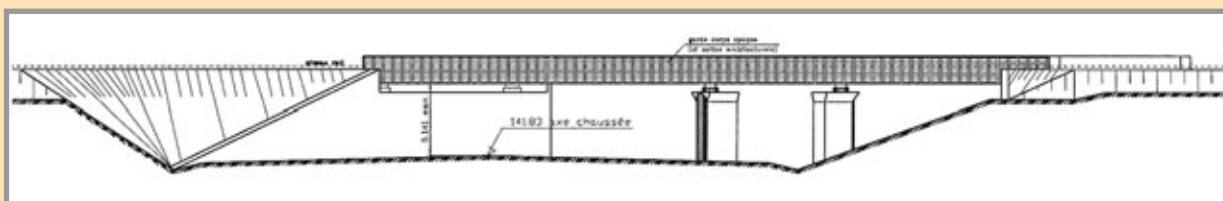


Figure 2
Coupe transversale -
Solution de base SNCF
SNCF basic solution -
Cross section

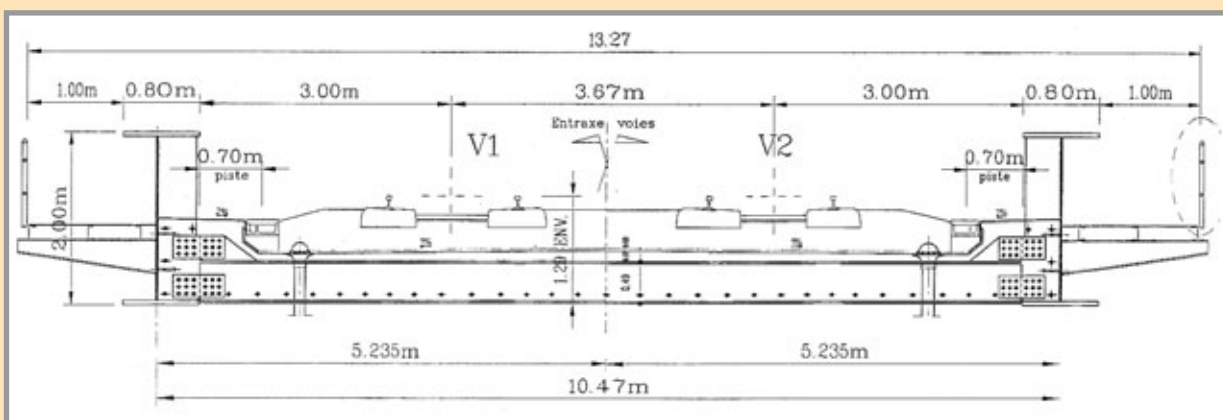
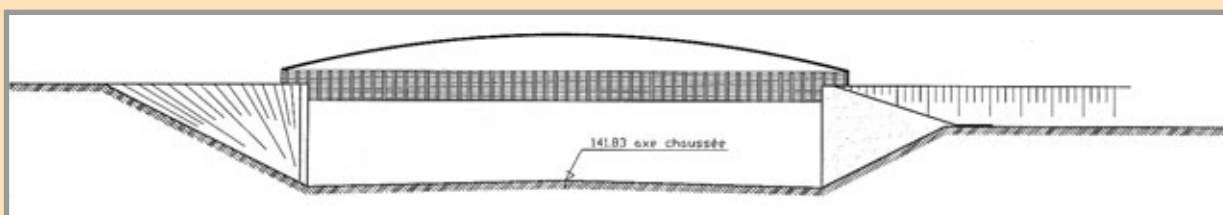


Figure 3
Vue en élévation
suivant A
Elevation
along A



pont-rails Lyon à Boismorand

Jean-Marie Beauthier



P.- D. G
J.M.B Méthodes

■ CONCEPTION D'UNE VARIANTE

L'entreprise Demathieu et Bard, faisant partie des entreprises consultées, s'est rapprochée de la société J.M.B Méthodes pour la conception d'une variante. Après analyse des contraintes ferroviaires, de l'environnement et des exigences de Scetauroute, nous avons proposé une solution faisant l'objet de trois brevets :

- ◆ l'AUTORIPAGE®;
- ◆ la traction de l'ouvrage avec câbles entre les radiers de guidages et du cadre;
- ◆ les travées d'approche.

Après examen et quelques modifications mineures la variante a techniquement été validée par l'équipe de maîtrise d'œuvre SNCF qui a proposé au maître d'ouvrage de la retenir. Cette variante présente les particularités suivantes (objets des trois brevets précités).

L'AUTORIPAGE®

Nous passerons rapidement sur cette méthode connue (vingt-six ouvrages réalisés et quatre en cours de construction) qui consiste à construire l'ouvrage à côté de la voie à franchir et à le mettre en place dans des délais allant de 24 à 48 heures. Nos récents brevets permettront d'atteindre des frottements inférieurs à 10 %; il n'y a pas de limite de poids des ouvrages à ripper et cette technique est une des seules permettant le ripage d'ouvrages sur des terrains de très faible portance (car la pression sous l'intrados du radier des ouvrages autoripés est toujours inférieure à 0,5 bar), ce qui n'est pas le cas des systèmes sur longrines (fer sur fer graissé, téflon ou l'palen, rouleurs, billes, coussins d'air, etc.).

Traction de l'ouvrage

Jusqu'à environ 2 000 t, la bêche amont du radier de guidage est suffisante pour encaisser les réactions des câbles de traction extérieurs. Au-delà de ce poids, et pour des ouvrages ayant un biais important, un passage de câbles entre les deux radiers et un dessin judicieux des longrines de réaction permettent :

- ◆ une répartition optimale des réactions;
- ◆ la suppression de l'effet de biais (efforts droite/gauche différents).

Cette nouvelle technique a été essayée avec succès à Boismorand et a permis un déplacement de l'ouvrage à une vitesse moyenne de 7,60 m/h.

Travées d'approche

À la fin d'un ripage, quel que soit le système, le remblaiement des parties latérales est une tâche délicate et longue (environ 12 heures). Nous avons résolu ce problème en ajoutant deux travées à l'ouvrage. Pour ce faire, le perré traditionnel devient un bracon; l'ouvrage, en coupe, a donc la forme d'un énorme vousoir. Cette solution permet :

- ◆ l'équilibrage de(s) la travée(s) centrale(s) par les travées d'approche, ce qui a ramené l'épaisseur du tablier (B. A) à 95 cm;
- ◆ la suppression des remblais latéraux et des murs en aile;
- ◆ l'esthétique d'un pont classique d'autoroute alors qu'il n'y a aucun appui dans les remblais (figures 4 et 5).

Mécaniquement, cet ouvrage s'appuie en phases, provisoire et définitive, sur trois semelles. Le radier de faible épaisseur, 40 cm, ne sert qu'à liasonner ces trois semelles dans la phase d'AUTORIPAGE®.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Poids de l'ouvrage : 5 600 t
- Deux travées de : 10,40 m droit et 13, 88 biais
- Deux travées de 17,25 m droit et 21,73 biais
- Longueur du tablier : 84 m (75 m + murs garde-grève)
- Effort de traction retenu : 2 600 t

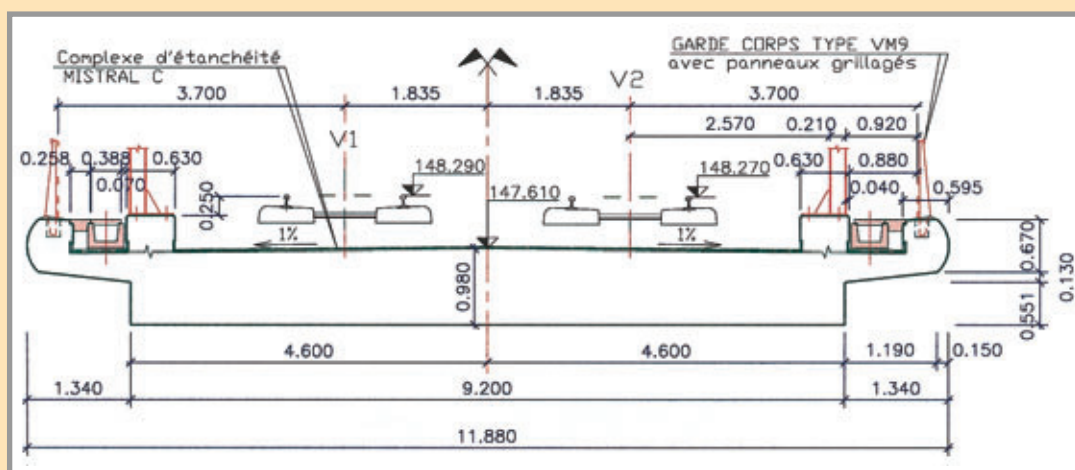


Figure 4
Coupe transversale du tablier - Variante J.M.B Méthodes
Cross section of deck - J.M.B Méthodes variant

Figure 5
Coupe longitudinale - Variante J.M.B Méthodes
Longitudinal section - J.M.B Méthodes variant

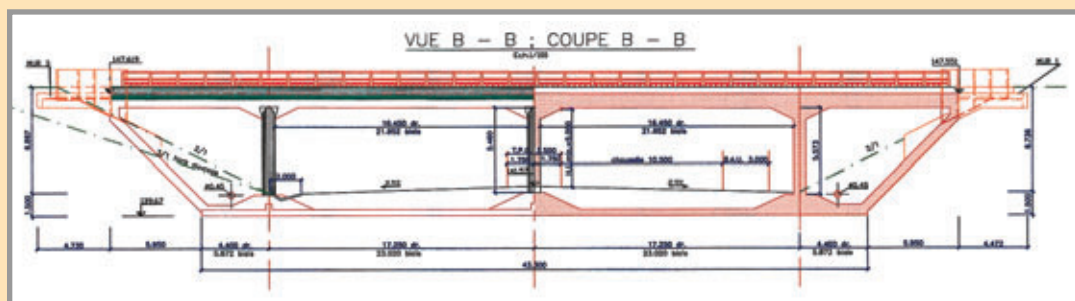


Photo 1
Terrassement de 16 500 m³
et démolition
de la berlinoise

*Earthworks
for removing 16,500 m³
and wall demolition work*



Photo 2
L'ouvrage
dans sa position définitive

*The structure
in its final position*



Photo 3
Les enrobés
terminés

*The final asphalt
surface*

■ CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

L'ordre de service "Etudes" fut donné en novembre 1997 et celui des Travaux le 19 janvier 1998. Il s'est avéré que le terrain en place, particulièrement côté ouest, était gorgé d'eau (sablon argileux). De ce fait, la pente à 3/2, généralement admise pour les talus ferroviaires, était trop importante.

Les études d'exécution (J.M.B Méthodes) étant très avancées et l'autoroute en courbe, il était impossible de reculer l'ouvrage pour sa construction. La maîtrise d'œuvre SNCF donna son accord pour l'exécution d'une berlinoise tirantée. Elle fut terminée fin mars 1998. La date d'AUTORIPAGE®, fixée au week-end de Pentecôte (31 mai/1^{er} juin), ne pouvait être déplacée sous peine d'un recul important de l'ouverture de l'autoroute. Le service Méthodes de Demathieu et Bard, avec l'accord de J.M.B Méthodes, a donc proposé de commencer la construction de l'ouvrage par l'arrière, en dehors des travaux de la berlinoise.

De janvier 1998 à fin avril 1998 les tâches suivantes ont été réalisées :

- ◆ construction de l'arrière du radier de guidage ;
- ◆ construction de l'arrière du cadre ;
- ◆ montage, sur le radier du cadre, de l'étalement et du coffrage du tablier sur chemin de roulement. A l'achèvement de la berlinoise (fin mars 1998), courant avril :
- ◆ fin des terrassements entre la berlinoise et la partie construite des radiers ;
- ◆ coulage de bèches de réaction et de l'avant du radier de guidage ;
- ◆ achèvement du radier du cadre ;
- ◆ coulage des piles et raidisseurs ;

- ◆ préfabrication en usine des bracons (par éléments). Début mai 1998 :
- ◆ ripage de l'étalement (deux jours) ;
- ◆ ferrailage (130 t) et coulage du tablier le 15 mai 1998.

Les moyens en personnel étaient répartis de la façon suivante : en avril et mai trois postes de 8 heures avec une effectif moyen de dix hommes par poste, plus dix hommes de coordination et d'approvisionnement de jour. L'effectif moyen des ferrailleurs fut de huit hommes par jour sauf pour le ferrailage du tablier où l'effectif est passé à vingt-cinq hommes. Cette parfaite organisation a permis de rattraper le temps perdu par les aléas précités et de couler le tablier le 15 mai 1998. Les essais de béton donnant, à 15 jours, les résistances suffisantes et nécessaires, la SNCF autorisa l'opération le week-end de la Pentecôte.

■ AUTORIPAGE® DE L'OUVRAGE

Dans la période précédant l'opération, la SNCF avait procédé au détournement de fibres optiques et de câbles de signalisation.

Samedi 31 mai 1998 à 20 heures : passage des derniers trains, consignation caténaires et dépose de 2 x 100 m de voie ferrée (Dequesne et Giral).

Les travaux de terrassement ont été réalisés par l'entreprise Guintoli en association avec Valérian, Muller TP et Dechiron. Des moyens très importants avaient été mis en œuvre pour évacuer les 16500 m³ de déblais nécessaires à l'encoffrement de l'ouvrage (photo 1) : 6 pelles dont trois 75 t ; 9 Volvo A40 ; 4 "bull" (D8, D7, D6, D9 charrue) ; 1 grader ; compacteurs BW 100D, V5, plaque vibrante ; arroseuse, camion citerne ; 2 tours d'éclairage ; lasers, etc.

A 21 heures début des terrassements en grande masse (pelles de 75 t et tombereaux), évacuation vers un dépôt provisoire situé à proximité. Le pentage des talus est en permanence surveillé par des géomètres (tolérance : 0 cm !). Soixante conducteurs d'engins vont se relayer toutes les cinq heures ainsi que les quatre chefs d'équipe. Une équipe de mécaniciens est prête à intervenir en cas de panne, assurant en outre les pleins et l'entretien des engins. Pour chaque catégorie, des chauffeurs et des engins de secours sont en *stand-by*.

Dimanche 31 mai à 5 heures les nouvelles équipes de conduit se mettent en place. 8000 m³ ont déjà été évacués avec des pointes de 1400 m³/h ! La berlinoise tirantée séparant l'ouvrage à riper sera démolie par les pelles de 75 t et par une équipe de chalumistes spécialisés.

Au fur et à mesure de la démolition de la berlinoise (d'ouest en est), les pelles équipées de godet curage vont sous le contrôle des géomètres, dresser parfaitement le plan de glissement de l'ouvrage, aidées en cela par un grader. Fin de cette opération vers 17 heures.



Photo 4
L'ouvrage
parfaitement
intégré dans le
paysage

*The structure
perfectly
integrated
in the landscape*

■ AUTORIPAGE®

C'est la société V.S.L France qui a assuré la traction de l'ouvrage aidée du matériel suivant :

- ◆ quatre vérins de 1000 t SLU 580 + 1 de secours ;
- ◆ huit pompes 32 l/mn + deux de secours ;
- ◆ un groupe électrogène ;
- ◆ quatre câbles 37 T 15 + ancrages ;
- ◆ des systèmes de contrôle latéraux d'avancement + caméras ;
- ◆ trois groupes de malaxage et d'injection de bentonite.

L'ensemble du matériel pompes + écrans était installé dans une semi-remorque. Le radier de guidage ayant été coulé en plusieurs fois et étant donné sa surface : 2 000 m² (et celle du radier du cadre : 1 800 m²), la pression de décollage a été plus importante qu'habituellement. Cette pression a été montée par paliers de 50 bars puis de 20 bars. L'ouvrage a décollé aux alentours de 42 % pour diminuer rapidement à 25 %. La vitesse moyenne fut de 7,60 m/h avec des pointes à 8 m/h.

Dimanche à 21 heures l'ouvrage était en place (précision centimétrique en x y z) (photo 2). On procéda alors à l'exécution des tâches suivantes :

- ◆ injections de coulis ciment entre les bracons et le terrain et sous le radier (VSL) ;
- ◆ remblaiements aux abouts du tablier entre les murs garde-grève (terrassiers) ;
- ◆ pose des voies ferrées sur le tablier (Dequesne et Giral) ;
- ◆ train-travaux, ballastage du tablier ;
- ◆ bourrage ;
- ◆ remontage de la caténaire (SNCF).

Lundi à 8 heures 10 comme prévu, on assiste au passage du premier train. La durée totale de l'opération aura été de 36 heures (photo 3)!

■ CONCLUSION

Cette spectaculaire réussite est le fruit des efforts de toute une équipe, de la conception aux études, à la réalisation de l'ouvrage dans un délai "impossible". Soulignons encore la parfaite coordination, les énormes moyens mis en œuvre pour réduire notablement la gêne occasionnée aux usagers SNCF, la diminution des coûts (ralentissements, construction) et enfin l'obtention d'un pont-rails fin et élégant qui s'intègre parfaitement dans le cadre des autres ouvrages de l'autoroute et de l'environnement (photo 4).

ABSTRACT

Construction of a railway bridge under the Moret-Lyon line in Boismorand A team achievement

J.-M. Beauthier

The Boismorand railway bridge, the design of which is covered by three patents, is one of the most spectacular structures completed using the AUTORIPAGE® system. It has the following characteristics :

- Skew : about 54 grades ;
- Length of reinforced concrete deck : L = 75 + 9 = 84 m ;
- Deck thickness : 0,95 m ;
- Weight : 5,600 t ;
- Frame floor area : 1,800 m² ;
- Guiding floor area : 2,000 m² ;
- Construction in 2 and a half months,
- Cuttings removed : 16,500 m³ ;
- Speed of AUTORIPAGE® system : 8 m/h ;
- Total duration of operation : 36 hours.

The improvements made in the method thanks to feedback from other sites have improved the system's reliability and precision, with a reduction in friction and faster load-shifting speed. The intrinsic value of the AUTORIPAGE® system lies in its ability to shift structures of several thousand metric tons on ground offering little bearing capacity.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Bau einer Eisenbahnbrücke unter der Strecke Moret-Lyon in Boismorand Die Spitzenleistung einer Arbeitsgruppe

J.-M. Beauthier

Die Eisenbahnbrücke von Boismorand, die vom Konzept her dreifach patentiert ist, gehört zu den aufsehenerregendsten Bauwerken, die bisher mit der Methode AUTORIPAGE® errichtet worden sind. Sie ist durch folgende technische Daten gekennzeichnet :

- Neigung : ca. 54 Gon ;
- Länge der Fahrbahntafel BA : L = 75 + 9 = 84 m ;
- Stärke der Fahrbahntafel : 0,95 m ;
- Gewicht : 5 600 t ;
- Sohlplattenfläche des Rahmens : 1 800 m² ;
- Sohlplattenfläche der Führung : 2 000 m² ;
- Dauer der Baumaßnahme : 2,5 Monate ;
- Entsortgter Aushub : 16 500 m³ ;

- Geschwindigkeit des Schiebevorgangs AUTORIPAGE® : 8 m/h ;
- Gesamtdauer der Maßnahme : 36 Stunden.

Aufgrund des Erfahrungsfeedbacks aus früheren Baumaßnahmen konnte die Methode optimiert werden, so daß sich eine Verbesserung der Aspekte Zuverlässigkeit, Präzision, Minderung der Reibung und Erhöhung der Verschiebegeschwindigkeit ergeben hat. Die besondere, der Methode des AUTORIPAGE® innewohnende Charakteristik ist die hierbei gegebene Möglichkeit, Bauwerke mit einer Masse von mehreren Tausend Tonnen auf einem Untergrund mit geringer Tragfähigkeit zu bewegen.

RESUMEN ESPAÑOL

La construcción de un puente ferroviario bajo la línea Moret-Lyon, en Boismorand La proeza de un equipo

J.-M. Beauthier

El puente ferroviario de Boismorand, cuyo diseño ha dado lugar al registro de tres patentes, es una de las estructuras más destacadas construidas por AUTORIPAGE® (lanzamiento lateral de elementos constructivos). Sus características más sobresalientes son las siguientes :

- Esviaje : unos 54 grados, aproximadamente ;
- Longitud del tablero, de hormigón armado : 75 + 9 = 84 m ;
- Espesor del tablero : 0,95 m ;
- Peso : 5 600 toneladas ;
- Superficie de la placa del pórtico : 1 800 m² ;
- Superficie de la placa de guiado : 2 000 m² ;
- Construcción en dos meses y medio ;
- Volumen de escombros y residuos a evacuar : 16 500 m³ ;
- Velocidad de AUTORIPAGE® : 8 m/hora ;
- Duración total de la operación : 36 horas.

Las mejoras introducidas por este método, debido a la recuperación de experiencias derivadas de otras obras semejantes han generado fiabilidad, precisión, disminución de las fricciones, aumento de la velocidad de desplazamiento. La calidad intrínseca del AUTORIPAGE® consiste en poder desplazar elementos de obra de varios miles de toneladas sobre terrenos de baja capacidad de sustentación.

Dans le cadre de l'aménagement de la ZAC Citroën Cévennes, la Ville de Paris a prévu une circulation des véhicules routiers rejoignant le périphérique à partir de la rive gauche de la Seine, sous le parc paysager, par l'intermédiaire d'un passage souterrain construit au début des années 90. Cette voirie principale traverse la ligne C du RER à la sortie du souterrain par l'intermédiaire du pont-rails de la rue Leblanc (photo 1) à proximité de la gare "Boulevard Victor". Ce pont, déjà centenaire (la construction date de 1894), impose une forme de chicane. Pour l'éliminer, la Ville de Paris a demandé à la SNCF de reconstruire l'ouvrage avec une ouverture plus importante.



Photo 1
Ouvrage avant travaux
Structure before works

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Béton de fondations (barrettes) : 950 m³
- Béton pour appuis provisoires ou définitifs : 1500 m³
- Béton tablier : 580 m³
- Armatures : 250 t
- Charpente métallique : 700 t

RER C - Paris XV^e Reconstruction et du pont-rails de la

■ PRÉSENTATION DU PROJET

Description de l'existant

L'ouvrage existant comporte deux tabliers métalliques isostatiques entièrement assemblés par rivet et à pose de voie directe :

- ◆ un tablier à deux voies construit en 1894 ;
- ◆ un tablier à une voie construit en 1910.

Ces tabliers métalliques (en fer puddlé pour le tablier deux voies, en acier doux pour le tablier une voie) sont du type poutres latérales de hauteur variable (2,23 m à 3,58 m), constitués par :

- ◆ des poutres latérales formées de :
 - deux membrures (supérieures et inférieures) en forme de double TE, constituées par deux âmes pleines de 550 mm, cornières et semelles communes,
 - montants doubles tous les 2,50 m constitués par quatre cornières dos à dos,
 - treillis doubles, en croix de Saint-André ;
- ◆ de pièces de pont tous les 2,50 m de 8,74 de portée en forme de I à âme pleine de 700 mm de haut ;
- ◆ de longerons sous rail de 2,50 m de portée en forme de I à âme pleine de 700 mm de haut.

Les deux tabliers dont les abouts sont droits, sont décalés longitudinalement pour retrouver le biais du croisement de la rue avec la ligne C du RER. Ils reposent sur des culées creuses en maçonnerie avec parement en pierre de taille. Les fondations sont constituées par des pieux bois.

L'ouvrage possède une ouverture de 24 m (valeur biaise entre nus de culée) pour une portée de tablier de 31,30 m compte tenu du biais des maçonneries. Il dégagerait un gabarit de 4,60 m et supporte de très nombreuses circulations ferroviaires (voyageurs uniquement) puisqu'un train toutes les trois minutes emprunte l'ouvrage aux heures de pointe. La conjonction des forts trafics ferroviaires et routiers sur et sous l'ouvrage ont imposé des méthodes de réalisation susceptibles de gêner au minimum les circulations.

Description du projet

Définitions géométriques

Les principales caractéristiques de l'ouvrage à construire devaient respecter les valeurs suivantes :

- ◆ ouverture biaise entre nus de culées 49,00 m sans possibilité d'appui intermédiaire ;
- ◆ biais du franchissement : 65,65 gr ;
- ◆ gabarit routier : 4,60 m.

Choix du type de tablier

L'ouvrage, qui fait partie intégrante de l'ensemble des berges de Seine, devait recevoir de ce fait un traitement permettant la meilleure intégration possible aussi bien dans un tissu urbain en complet remodelage que dans l'atmosphère générale des quais de la Seine, qui ont fait l'objet d'une reconnaissance internationale dans le cadre du patrimoine mondial.

Le travail de l'équipe de conception, à laquelle a été intégrée une équipe d'architectes du cabinet Charles Lavigne, a consisté à rechercher les différentes structures possibles pour le tablier, en sachant que celui-ci devait tenir compte des contraintes d'exploitation de la SNCF et de la Ville de Paris ainsi que du caractère du site.

Les impératifs liés à un système de transport de masse, les problèmes de mise en œuvre sur des réseaux ferré et routier en exploitation, mais aussi les impératifs de l'environnement actuel et futur ont été pris en compte.

Les premières études ont rapidement mené à des types de tablier à poutres latérales afin de résoudre les problèmes de gabarit routier déjà assez limité par l'ancien ouvrage, et compliqués par l'augmentation de la portée du nouvel ouvrage ; il n'était pas question d'appuis intermédiaires. L'ouvrage sera de portée unique et à pose de voie ballastée ce qui permet une diminution importante des émissions sonores.

Deux types de structure ont été proposés : des poutres latérales pleines ou en treillis, ou une structure de type bow-string. Par ailleurs, il pouvait être réalisé soit deux tabliers parallèles, soit un seul tablier supportant trois voies, ce choix interférant beaucoup avec les phases de mise en œuvre.

Le bow-string a été évoqué pour ses performances mécaniques et parce qu'il existe à proximité, dans l'axe de la perspective du parc Citroën Cévennes, un arc imposant de par ses dimensions mais ne jouant aucun rôle structurel.

L'étude a porté sur un tablier unique avec deux arcs latéraux. Certes l'ouvrage s'inscrivait bien dans la brèche, à condition de ne considérer que celle-ci et ses abords immédiats. A une plus grande échelle il donnait l'impression de répéter, en maquette un "geste" considéré par l'architecte comme inutile. En outre, les difficultés importantes de mise en œuvre d'un tel ouvrage dans l'environnement d'une ligne exploitée ont contribué à l'abandon de cette solution.

Les options à poutres latérales mettaient en concurrence les poutres à treillis et les poutres à âmes

allongement rue Leblanc

pleines. Or, dans la réflexion, un autre élément se devait d'être pris en compte : la présence future, côté Seine, d'une passerelle piétonne reliant les quais et le parc à la future gare rénovée du boulevard Victor. Les deux ouvrages utilisant les mêmes files de culées auront des tabliers quasiment juxtaposés.

Les poutres treillis, compte tenu de la grande portée, étaient plus hautes et la proportion entre le vide sous ouvrage et la superstructure, lourde. Par ailleurs, la succession des quatre poutres parallèles semi-transparentes (des deux tabliers) venait singulièrement alourdir la silhouette générale. Enfin, la présence de piétons sur la passerelle était peu compatible avec la circulation très proche des trains derrière une structure réticulée, donc en partie transparente.

Les poutres pleines ont donc été retenues après de nombreuses présentations sur maquettes et photomontages aux différentes instances décisionnaires. L'ouvrage comporte deux tabliers de largeurs différentes mais supportés par des poutres latérales de même hauteur. Les poutres latérales comportent des ailes supérieures et inférieures qui sont reliées par des lames raidisseurs qui organisent une sorte de caissonnage latéral propre à animer les grandes surfaces planes des poutres.

Les tabliers sont supportés, aux deux extrémités, par des culées massives qui viennent dans le prolongement des murs de facture classique, en meulière, recoupsés de chaînages en pierre, parement classique de l'ensemble des quais de Paris.

Par ailleurs, côté Seine, la passerelle sera équipée de part et d'autre d'accès par escaliers qui seront implantés parallèlement aux murs en retour des

culées, assurant une liaison harmonieuse entre celle-ci et les murs existants. Côté aval, une rampe permettra de rejoindre la future gare et côté amont le dispositif sera complété par un ascenseur pour les personnes à mobilité réduite.

La passerelle sera à poutres latérales pleines, celles-ci jouant le rôle de garde-corps.

Les parements des culées et des escaliers seront traités par des gros bossages horizontaux à l'image des grands murs de pierre classiques. Ils seront exécutés à l'aide d'éléments de bétons préfabriqués, ton pierre, avec un traitement de surface par sablage. Ce parement a fait l'objet de nombreux essais chez le fabricant pour trouver un consensus entre les différents intervenants, en particulier les architecte du projet, de la Ville et celui de l'A.P.U.R (Atelier parisien d'Urbanisme). Face à une structure métallique d'assez grande hauteur, la couleur des poutres aura un impact non négligeable sur l'environnement ; là encore des simulations ont été faites sur dessin en élévation, maquettes et photomontages. Différentes couleurs : beige clair identique à l'arc du parc, bleu pigeon, gris clair ont été proposées aux mêmes intervenants ainsi qu'à l'architecte des Bâtiments de France chargé du secteur. Après visite sur site de ce dernier, c'est finalement un gris foncé qui sera appliquée à l'ouvrage (figure 1). La couleur foncée ayant l'avantage de mieux se fondre dans les superstructures environnantes et la végétation d'alignement des quais. Un éclairage par appliques sera intégré sous le pont.

Ainsi cet ouvrage, reprenant en piédestal les formes classiques des quais de Seine et une forme de tablier très dépouillée, s'inscrit parfaitement dans

Bernard Plu



INGÉNIEUR
SNCF - Direction de l'Ingénierie

Bernard Jallat



DIRECTEUR DE TRAVAUX
Borie SAE

Charles Lavigne



ARCHITECTE

Figure 1
Elévation côté Seine
Elevation on Seine side

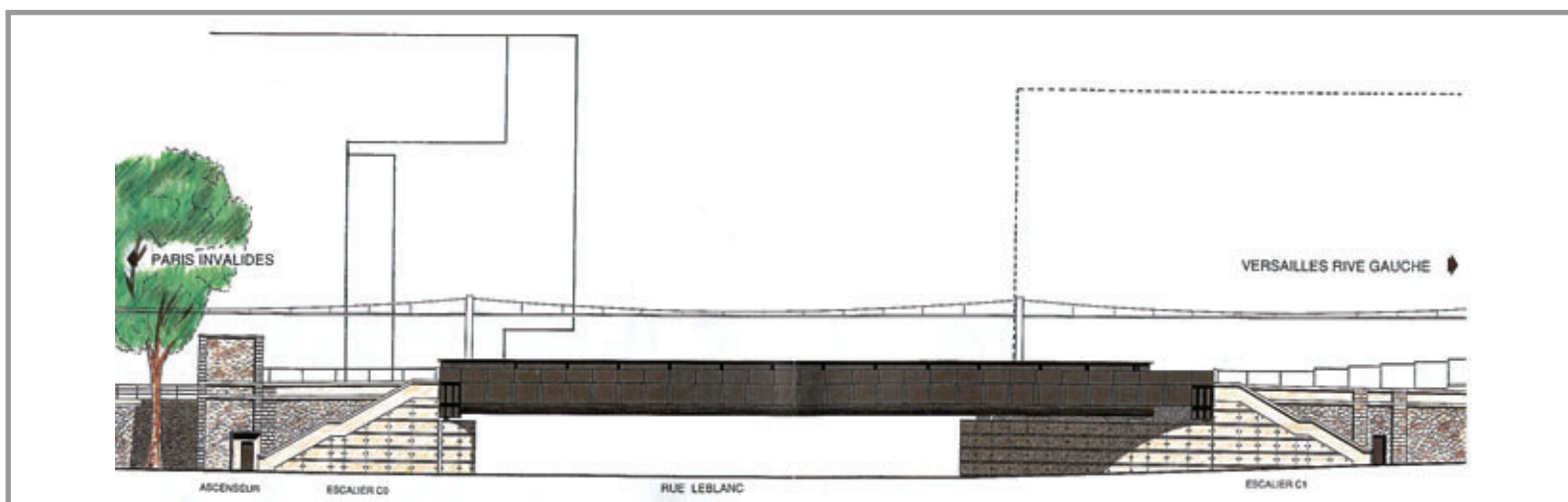


Figure 2
Coupe
longitudinale
Longitudinal
section

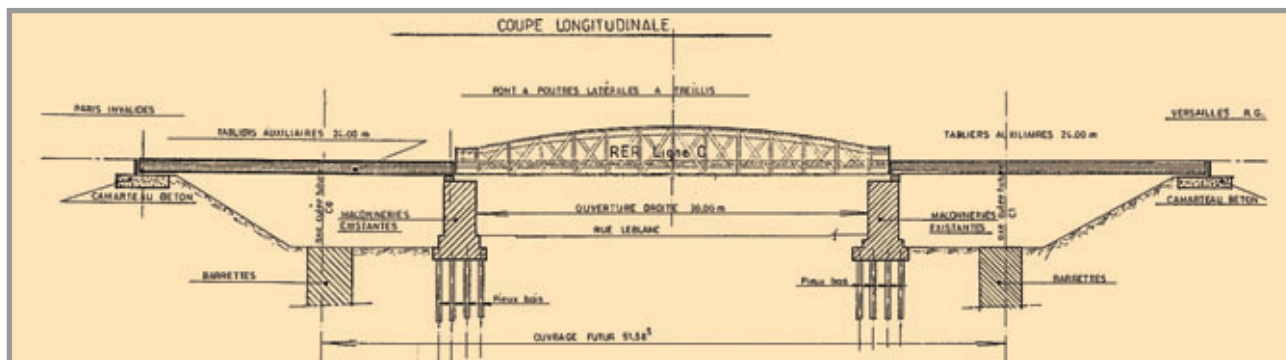


Photo 2
Tabliers auxiliaires
en place
Auxiliary decks
in place



Photo 3
Outil à flèche courte
pour la réalisation
des barrettes
sous tabliers auxiliaires
Tool with short jib
for making strips
under auxiliary decks



► l'environnement des immeubles en cours de finition (France 2 - France 3 - Hôpital Georges Pompidou) et du grand espace classé des bords de Seine. Dans un site de grande échelle, c'est finalement l'option d'un ouvrage discret qui a prévalu.

Difficulté technique du projet retenu

Phasage de réalisation des appuis

La ligne C du RER qui longe la Seine repose sur un terrain de médiocre capacité portante. Au droit

de la rue Leblanc, la coupe du terrain est la suivante :

- ◆ 5 m de remblai ;
- ◆ 6 m d'alluvions modernes marneuses de module pressiométrique 50 à 60 b ;
- ◆ 7 m d'alluvions anciennes sableuses de module pressiométrique 100 à 200 b ;
- ◆ le substratum constitué de craie fracturée dans un premier temps.

Une telle coupe géologique impose des fondations profondes, sous les voies en circulation, derrière les culées déjà en place. Elles seront réalisées grâce à la pose de tabliers auxiliaires reposant d'un côté sur les culées existantes et de l'autre sur des camarteaux en tête de plate-forme ferroviaire (figure 2 et photo 2).

Particularités des tabliers

Les tabliers retenus sont constitués de deux poutres reconstituées, soudées, supportant en partie inférieure une dalle en poutrelles enrobées sur laquelle sont posés le ballast et la voie.

La stabilité des poutres est assurée par les cadres en U constitués par les montants verticaux des âmes des poutres et par les entretoises principales. Compte tenu de l'espacement des raidisseurs extérieurs souhaités par l'architecte (3,90 m correspondant sensiblement à la hauteur des poutres) et de l'espacement des cadres en U nécessaires à la stabilité (1,950 m), les montants de ces derniers sont constitués par des raidisseurs, en plat de chaque côté de l'âme, ou en T, côté intérieur.

La portée de l'ouvrage (≈ 52 m) impose de fortes épaisseurs de tôle, jusqu'à 150 mm pour les semelles. Plusieurs approches ont été utilisées pour déterminer les efforts développés dans les assemblages des cadres. Ces efforts proviennent d'une part de la circulation ferroviaire qui provoque une déformation horizontale des semelles supérieures, gênée par leur propre rigidité, et d'autre part des efforts tranchants de flambement dans ces semelles.

Une modélisation spatiale avec calcul au second ordre permet d'approcher les efforts développés tout en les comparant aux méthodes plus traditionnelles de calcul (Engesser...).

Face aux efforts développés, un assemblage entièrement soudé a été retenu entre l'entretoise principale et la poutre (figure 3).

Entre chaque entretoise principale espacée de 1,95 m, deux entretoises secondaires, dont l'attache boulonnée se situe sur l'âme de la poutre

principale, permettent de réaliser une dalle transversale de type poutrelle enrobée.

Mise en place des tabliers

Les impératifs de libre circulation aussi bien routière que ferroviaire imposaient une méthode de mise en place limitant au maximum les interruptions de circulation. L'exiguïté des lieux, la présence de nombreux réseaux enterrés ont été pris en compte dès l'origine du projet. Compte tenu de ces contraintes d'une part, et du poids des tabliers existants d'autre part, des solutions de dépose par chariots de type "Kamag" ont été retenues. Pour ce qui concerne la mise en place des tabliers neufs, deux solutions ont été étudiées :

- ◆ la construction sur palées provisoires au-dessus de la chaussée routière et ripage lors de l'intervalle de circulation ;
- ◆ la construction sur aire de préfabrication et mise en place par chariots "Kamag" de l'ouvrage bétonné.

C'est en fait une solution mixte qui a été utilisée : palée provisoire de ripage pour le tablier deux voies, et mise en place de la structure métallique seule par chariots "Kamag" pour le tablier une voie.

■ RÉALISATION DE L'OUVRAGE

Pose des tabliers auxiliaires

Les travaux préparatoires du chantier

Réalisés par la SNCF avant le début du chantier ils comprennent :

- ◆ le dévoiement des câbles électriques initialement posés contre la poutre de rive du tablier une voie, côté Seine. Ces réseaux ont été disposés dans des chemins de câbles portés par une structure de pont suspendu type "Tancarville" solidarisée aux tympans des anciennes culées et murs de soutènement côté Seine. Leur fonction consiste à libérer entièrement les tabliers existants et les zones de travaux, à l'aval et à l'amont des appuis pour permettre les démolitions partielles et la construction des nouvelles culées ;
- ◆ la pose des supports de voie "S4" aux abouts des tabliers existants. Ces ouvrages de franchissement doivent permettre l'aménagement des culées actuelles (démolition partielle des murs garde-grève) pour la construction des quatre sommiers d'appui des tabliers auxiliaires.

Mise en place des tabliers auxiliaires (TA)

De début avril au 24 mai 1997, les quatre sommiers d'appui des TA 100 x 100 x 3,80 sont réalisés de nuit (de 1 h 00 à 4 h 30) en dehors des périodes de circulations ferroviaires. Les quatre camarteaux (3,80 x 3,80 x 1,20, poids total : 26,00 t) sont préfabriqués de jour sur la plate-forme côté parc en bordure de la voie 2. Pendant le week-end

du 24 et 25 mai 1997, les équipes SNCF pour les caténaires, les voies, les câbles et les entreprises Borie SAE et ses sous-traitants (Sarens, levage, et ELTD, terrassements) ont procédé aux différentes opérations de pose des TA.

Fondations

Terrassements - Démolitions

Fin mai 97, les démolitions de maçonnerie et les terrassements en taupe sous les tabliers auxiliaires (environ 1000 m³ par culée) sont exécutés au chargeurs à chenilles en vue de l'établissement d'une plate-forme à la cote 29,00 environ.

Les fondations profondes

Elles sont constituées de barrettes, longueur 2,80 m, largeur 1,02 m pour les culées, et 2,80 x 0,62 m pour les palées provisoires ; profondeur variable de 15,00 à 18,00 m, huit barrettes pour C0, sept barrettes pour C1, trois barrettes par palée provisoire. Le creusement des barrettes est réalisé au moyen d'une grue Pinguely GTL 305 à flèche courte et d'une benne à câbles pour s'affranchir des contraintes de hauteur libre sous TA (6,00 ml) (photo 3).

Le forage des barrettes est réalisé à la boue bentonitique fabriquée sur le chantier dans une centrale installée pour la circonstance dans l'emprise de chantier côté Paris.



Construction des appuis

Appuis définitifs culées C0 et C1

Le terrassement des semelles à l'abri d'un écran de blindage de type berlinoise est exécuté à l'avancement, en même temps que le recépage des barrettes. Après réalisation des semelles (L = 20 m, l = 4 m et H = 1,50 m), les culées proprement dites sont coffrées à l'aide d'un outil spécifique (photo 4) mis au point par Borie SAE en collaboration avec Dora France.

Ces parties d'ouvrage à construire en quasi totalité sous les tabliers auxiliaires, avec une arase située à environ 20 cm sous la sous-face de ces derniers,

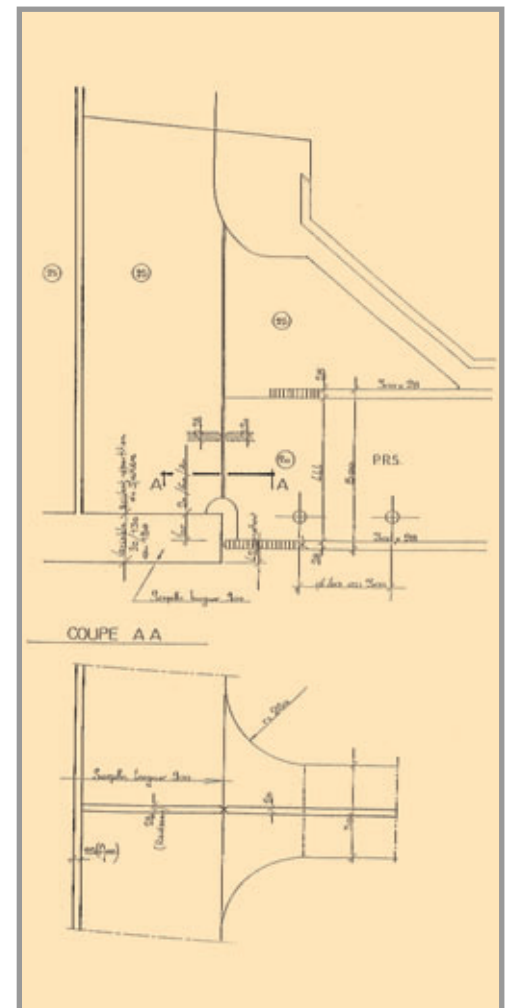


Figure 3
Assemblage
entretoise principale poutre
Assembly
of main bracing and beam

Photo 4
Outil de coffrage
Shuttering tool

Photo 5
Tablier deux voies
en cours de montage

*Two-lane deck
during works*



Photo 6
Vue d'ensemble
avant le début des travaux

*Overall view
before start of works*



Photo 7
Manutention
de l'ancien tablier
par chariot "Kamag"
*Old deck being handled
by "Kamag" truck*



constituent la principale difficulté du projet.

Le procédé retenu consiste à installer sur les semelles une voie de ripage et à disposer à la grue, chaque module de coffrage préfabriqué ($L = 2,50$ m) sur un chariot permettant de translater les coffrages à 5 cm au-dessus de leur position d'utilisation. L'ensemble des manutentions est réalisé manuellement. Chaque culée a été entièrement coffrée, y compris le corbeau support de garde-grève et bétonnée en une seule opération (330 m³).

Les opérations de décoffrage et d'enlèvement des modules sont effectuées avec les mêmes outils que pour le coffrage.

Appuis provisoires

Ils sont constitués d'une semelle en béton armé et d'un voile d'épaisseur variable de 0,90 à 1,60 m, disposé dans le prolongement des appuis définitifs, côté parc. Ces ouvrages provisoires sont destinés à soutenir le tablier deux voies en phase de construction au-dessus du carrefour et à recevoir les chemins de ripage.

Fabrication des tabliers

Fabrication - Transport

Les poutres principales, reconstituées soudées, sont construites dans les ateliers de la société Sécometal à Sarralbe (Moselle) par demi-travées de 27,00 ml de longueur et 4,00 m de hauteur (poids d'un élément ≈ 80 t).

Les huit tronçons nécessaires à la construction des deux tabliers sont transportés par la route en convoi exceptionnel (à plat et avec remorque télescopique).

Montage sur chantier (SMC) - Mise en place des tronçons

Tablier deux voies (photo 5)

Le montage de l'ossature est réalisé au-dessus du carrefour Leblanc - André Citroën dans une position parallèle à sa position définitive (à environ 1,50 m du tablier deux voies existant).

Pour des raisons de sécurité, il n'a pas été possible de disposer un appui provisoire sur l'îlot central. De ce fait et compte tenu de la configuration des lieux, une palée provisoire métallique fixée sur semelle de répartition superficielle, en rive du trottoir côté Paris, à la sortie du souterrain Citroën - Cévennes, a été installée. Cet appui provisoire a permis de construire un demi-tablier avec une partie en console.

Les opérations de pose des tronçons élémentaires des poutres principales ont eu lieu de nuit avec interruption de la circulation routière.

Le déchargement des convois, le relevage des poutres et leur mise en place ont été effectués au moyen de deux grues (200 et 60 t) en tenant compte pour le positionnement des plaques de répartition sous les patins de grue, des multiples ouvrages enterrés avec une faible couverture. Après la pose des deux demi-poutres côté Paris, la mise en place des entretoises secondaires, de nuit sans interrompre le trafic routier, a servi de test à ce tronçon, entre la palée provisoire béton C0 et la palée provisoire métallique sur trottoir.

Les deux demi-poutres côté C1 sont posées sur la palée provisoire béton C1 et sur l'extrémité de la console des demi-poutres côté Paris au moyen d'un dispositif de clamage. La mise en place et la présentation des entretoises principales et secondaires de l'ensemble du tablier a eu lieu de nuit avec interruption du trafic. Après réglage des profils en long, contreflèches, alignement de chaque poutre,

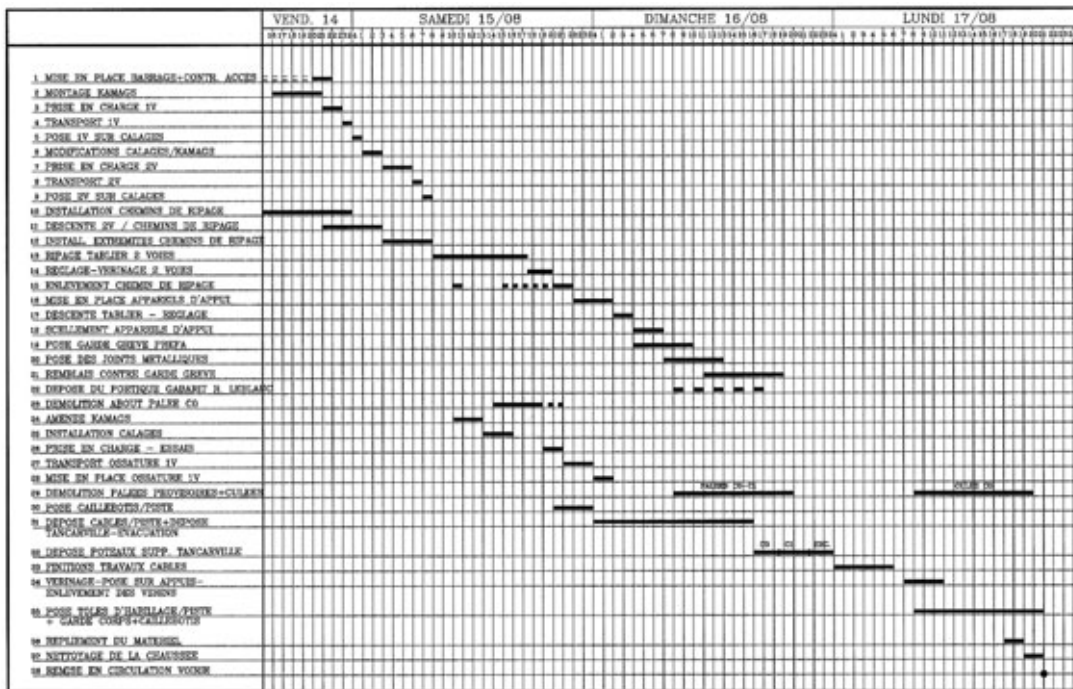


Figure 4
Programme
des travaux
Work schedule

on procède à la soudure des joints de poutres, sur site, selon un mode opératoire précis. Ces dernières sont contrôlées (ressuage + US) par un organisme indépendant (contrôle 45). Le procédé retenu est semi-automatique sous gaz avec fil fourré (procédé Innershield Lincoln). Le phasage de soudage d'une poutre est le suivant :

- ◆ 1 - Semelle inférieure plat + plafond;
- ◆ 2 - Semelle supérieure plat + plafond;
- ◆ 3 - Âme verticale montante.

Les entretoises principales sont soudées sur les raidisseurs verticaux des poutres selon un méthodologie et un phasage combinés avec le serrage des boulons HR d'assemblage des platines des entretoises secondaires permettant de prendre en compte le retrait des soudures.

Tablier une voie

L'ossature métallique du tablier une voie est livrée par convoi exceptionnel routier. Le montage est réalisé sur palées provisoires métalliques montées sur l'aire de chantier parallèle aux voies exploitées. Cette opération se déroule en temps masqué, de jour, pendant les phases de coffrage et ferrailage de la dalle du tablier deux voies.

Bétonnage - Etanchéité

Après dénivelation du tablier deux voies, construit à 1,75 m au-dessus de son niveau définitif pour permettre la réalisation des soudures tout en respectant en permanence le gabarit de 4,60 m, son bétonnage est réalisé en trois phases, suivi de la réalisation de l'étanchéité de type multicouche avec contre-chape en asphalte. Les opérations de mise en place (week-end du 15 août 1998) pouvaient débuter.

Week-end du 14 au 17 août 1998

Tout est prêt pour la dépose des anciens tabliers et la mise en place des nouveaux (photo 6 et figure 4).

Dépose des anciens tabliers

En raison de l'arrêt d'exploitation de la ligne RER (opération Castor 1998), et bien qu'initialement prévus dans le week-end, les travaux préalables de dépose des voies et des caténaires, la dépose des quatre tabliers auxiliaires, leur déchargement sur wagons, l'enlèvement des camarteaux et le remblai à l'arrière des culées ont pu être exécutés entre le 3 et le 13 août.

Vendredi 14 août 1998, 20h00 : l'interruption totale du trafic quai André Citroën (sens entrant et sortant), rue Leblanc et rampe Garigliano devient effective à la suite de l'intervention minutée des services de la Ville de Paris.

A 22h00, les GBA (glissières béton armé), les can-délabres, les feux sont déposés et évacués, les clôtures sont en place, le gardiennage des accès est opérationnel.

Le convoi de "Kamags", préassemblé sur l'emprise mise à disposition par le Port Autonome de Paris quai de Javel, est amené sous le tablier une voie. A 23h00, à l'allure d'un promeneur du soir, le tablier une voie s'achemine vers son aire de stockage et de découpage (photo 7).

Le temps d'ajuster avec précision la position sur les sapines auto-dévérinables et les "Kamags" sont reconditionnés pour prendre en charge l'ancien tablier deux voies.

Le samedi 15 août 1998 à 4h00, après plus d'un siècle (à quelques jours près) de bons et loyaux

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

SNCF Paris rive gauche

Maître d'œuvre général

SNCF Ingénierie Paris rive gauche

Maître d'œuvre - Travaux

SNCF établissement Paris-Invalides

Maître d'œuvre - Étude - Conception - Contrôle

SNCF direction de l'Ingénierie - Département des ouvrages d'art du patrimoine

Entreprise mandataire

Borie SAE

Ossature métallique

Sécometal

Montage

SMC

Manutention (mise en place des tabliers)

- SMC
- Sarens

Fondations

Spie Fondations

Démolition

Marto

Photo 8
Système de ripage
du tablier deux voies
(1 500 t à déplacer!)
System for shifting
the two-lane deck
(1,500 t to be shifted!)



Photo 9
Manutention
du tablier une voie
par chariot "Kamag"
Handling of single-lane deck
by "Kamag" truck



Photo 10
Démolition sous le tablier
deux voies
en cours de ripage
Demolition
under the two-lane deck
during shifting



► services, les 210 t de fer du tablier deux voies quittent leurs appuis et, tel un "mille pattes" le convoi de "Kamags" s'immobilise pour le reste de la nuit. L'équipe Sarens a réussi la première partie de son défi conformément à la procédure. Depuis le vendredi 20h00, une autre équipe Sécometal - SMC s'affaire sous le nouveau tablier deux voies. En effet, une fois levées les contraintes de gabarit, le vérinage pour enlèvement des calages de bétonnage, puis le dévérinage pour pose

sur patins de ripage des 1500 t du nouveau tablier deux voies sont conduits en "silence".

A 4h00, le samedi 16 août, dans le brouhaha des BRH, pelles mécaniques et chargeurs de l'entreprise Marto, la démolition des anciennes culées démarre. A cette heure là, la voie est libre. Les premières courses de vérins de ripage peuvent se succéder tout au long des 24 m à parcourir (photo 8). Les radios portables collées à l'oreille, l'opération surmontant les difficultés, se déroule avec succès. A 20h00, le ripage est terminé...

C'est alors que se succèdent, mise en place des vérins, vérinage, enlèvement des chemins de ripage et des calages dans les dés d'appui, pose et fixation des appareils d'appui sous les platines des poutres, dévérinage, contrôles d'altimétrie, de positions (transversale et longitudinale), et réglage fin. Il est alors 11h00, le dimanche 16 août, l'équipe SMC a, elle aussi, rempli son contrat.

Les équipes de démolisseurs Marto ont, quant à elles, arasé sans interruption quelque 1000 m³ de béton armé et de maçonnerie (photo 9), et depuis le samedi 15h00, la pince à béton s'acharne à déchiqueter l'about de la palée provisoire côté C0, désormais libérée du tablier deux voies, afin de dégager la route des "Kamags". Une nouvelle fois reconditionnés, après mise en dépôt de l'ancien tablier deux voies, ils viennent chercher, l'ossature du nouveau tablier une voie (L = 53,00 m - l = 6,50 m - H = 4,00 m - P = 250 t) sur son aire d'assemblage, côté Paris, à l'arrière de la culée C0 parallèle aux voies SNCF.

20h00 - Samedi 15 août 1998. Les chariots "Kamags" et l'équipe "Sarens" prennent possession des lieux sous les yeux de curieux impatients regroupés derrière les clôtures.

22h00 - Tests et arrimage "ok", le convoi peut s'élancer (photo 10). Lentement, les actions combinées des palpeurs, des vérins et moteurs hydrauliques, dirigées de la main experte de l'opérateur, amènent le nouvel ouvrage sur ses appuis définitifs, à 50 mm du tablier deux voies.

1h00 du matin - Dimanche 16 août. Au centimètre près les 250 t d'acier sont posées en douceur sur calages provisoires.

Dans l'ombre, les équipes Borie SAE ont quant à elles procédé aux opérations moins spectaculaires, mais non moins délicates, de scellement des appareils d'appui du tablier deux voies, à la pose et au scellement des éléments préfabriqués des murs garde-grève et à la mise en place des joints sous ballast.

Les services SNCF aidés par des entreprises spécialisées ont depuis dimanche 0h00 fort à faire pour transférer les câbles supportés par le "Tancarville" jusqu'au niveau situé sous la piste côté Seine du nouveau tablier deux voies. La dépose des suspentes, des chemins de câble, des poteaux est achevée le lundi 17 août aux premières heures du jour. Les démolisseurs peuvent alors prendre

d'assaut les derniers massifs des culées C0 et C1 côté Seine dans lesquels étaient ancrés les poteaux du Tancarville.

Depuis le lundi matin également, les équipes SNCF (caténaires et voie) ont pris possession du tablier deux voies. Les travaux sont menés de front.

12h00 - Lundi 17 août. Les équipes Borie SAE et SMC procèdent au vérinage et à la mise sur appuis définitifs du tablier une voie. Les camions de démolition sont chargés sans relâche.

Les onze semi-remorques de matériels Sarens quittent Paris pour la Belgique.

Les balayeurs et autre mini chargeurs procèdent au nettoyage des chaussées et des trottoirs. Le marquage au sol, la pose des GBA, l'éclairage public, les feux rouges, la pose de signalisation redonnent au carrefour Leblanc une allure de voirie en service, ou presque...

Les équipes de Borie SAE procèdent à l'installation des nouvelles clôtures de chantier, au rangement du matériel, au repliement des clôtures aux abords du site.

A 19h30, tous tests effectués, la circulation routière est rétablie (photo 11). Mission accomplie.

Pendant 72 heures quelque 70 personnes se sont affairées, par roulement, pour contribuer à l'entière réussite d'une opération complexe et délicate mais préparée de longue date par des équipes motivées et efficaces.



Photo 11
Vue d'ensemble le lundi 17 août
Overall view on Monday 17 August

ABSTRACT

Regional Express Railway (RER) Line C - Paris XV Reconstruction and extension of railway bridge on rue Leblanc

B. Plu, B. Jallat, Ch. Lavigne

In connection with the works on the Citroën Cévennes concerted development zone (ZAC), the City of Paris asked the SNCF to reconstruct, with a larger opening, the Leblanc Bridge located on Line C of the RER. The stringent requirements relative to railway and highway operation called for the use of various techniques (deep foundations, shifting of heavy loads, handling by means of Kamag trucks, etc.) to successfully complete the operation, which had to be completed within a period of 72 hours. Close cooperation between many players and the careful preparation of operations made it possible to complete all the works on schedule.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die Pariser Regionalexpressbahn RER Linie C im 15. Arrondissement Umbau und Verlängerung der Eisenbahnbrücke der rue Leblanc

B. Plu, B. Jallat, Ch. Lavigne

Im Rahmen der Umgestaltung des Gewerbegebietes ZAC Citroën Cévennes hat die Stadt Paris von der französischen Eisenbahngesellschaft SNCF den Umbau mit vergrößerter Öffnung der auf der RER-Linie C gelegenen Eisenbahnbrücke Pont Leblanc gefordert.

Aufgrund der eisenbahn- und straßenverkehrsseitig gegebenen strengen betrieblichen Auflagen war der Einsatz verschiedener komplexer Techniken (Tiefgründung, Verschiebung schwerer Lasten, Fördervorgänge mittels Kamag-Maschinen u.a.) bei der Durchführung der Maßnahme erforderlich. Auch der unbedingt einzuhaltende Zeitrahmen war sehr eng: 72 Stunden. Die gute Zusammenarbeit der zahlreichen Akteure und die sorgfältige Vorbereitung der Arbeiten haben die einwandfreie Erfüllung der gestellten Aufgabe ermöglicht.

RESUMEN ESPAÑOL

RER C - Paris XV distrito Reconstrucción y prolongación del puente ferroviario de la calle Leblanc

B. Plu, B. Jallat y Ch. Lavigne

Actuando en el marco del acondicionamiento de la ZAC Citroën Cévennes, la municipalidad de París ha solicitado de los Ferrocarriles Franceses (SNCF) la reconstrucción, con una luz superior, del Puente Leblanc correspondiente a la línea C de la RER (Red Rápida Regional de París y su región circundante). Los acusados imperativos de la explotación ferroviaria y viaria han precisado la aplicación de diversas técnicas (cimientos profundos con ayuda de un tablero auxiliar, desplazamiento lateral de cargas pesadas, manipulación de cargas por medio de carros Kamag, etc.) para poder llevar a buen término la operación cuya implantación definitiva se ha ejecutado dentro de un plazo imperativo de 72 horas. La perfecta colaboración de numerosos participantes y la preparación minuciosa de las operaciones han permitido llevar a buen término las obras proyectadas.

TGV Méditerranée

Lot 2B - Le viaduc de Rhône entre Vénéjan

La ligne SNCF du TGV Méditerranée prévoit de traverser par deux fois le Rhône en direction d'Orange, après avoir longé le canal de Donzère - Mondragon par l'ouest. Elle franchit ainsi au nord le Vieux Rhône à l'aval de Pont-Saint-Esprit (lot 2B), traverse l'île Saint-Georges sur la commune de Vénéjan, dans le Gard, et rejoint au sud le Vaucluse à Mornas, (lot 2C) en enjambant le Rhône devenu navigable après sa jonction en amont avec le canal de Donzère - Mondragon. L'article qui suit est consacré au lot 2B, constitué de tabliers d'accès bipoutres mixtes classiques, et d'un tablier en arc auto-ancré (bow-string), dont il est l'objet principal.

Le lot 2B-2C s'étend sur près de 2900 m et comporte deux ouvrages de franchissement du Rhône, séparés par un remblai d'environ 750 m de longueur.

On trouve successivement, du sud vers le nord :

- le viaduc allant de Mornas (84) à Vénéjan (30) d'une longueur totale de 877 m, avec un tablier de 112 m franchissant le Rhône, et qui constitue le lot 2C;

- le viaduc allant de Vénéjan (30) à Mondragon (84) d'une longueur totale de 637 m avec un tablier de 84 m franchissant le Rhône, constituant le lot 2B, objet du présent article.

Ce viaduc du chantier TGV Méditerranée constitue la partie principale du lot 2B. D'une longueur totale de 1165 m, y compris les remblais encadrants il s'étend sur 637 m entre axes des appuis extrêmes.

■ GÉOGRAPHIE LOCALE

Le viaduc franchit le Rhône à la sortie d'un méandre situé peu en amont de son confluent sud, avec le canal de Donzère - Mondragon, au droit de l'île Saint-Georges. Le Rhône, qui a une largeur naturelle de 165 m, assurera une passe navigable, déterminée à 76 m après étude hydraulique et essai sur maquette. Il faut souligner qu'il s'agit ici du "Vieux Rhône", qui est doublé par le canal de Donzère - Mondragon.

■ DESCRIPTION DU VIADUC

Portées

Le viaduc est constitué de quatre ouvrages distincts, mais adjacents :

- ◆ un ouvrage d'accès côté Valence (rive gauche) de type bipoutre acier-béton, d'une longueur de 110 m, comportant trois travées (26,50 m - 43,50 m - 40 m), allant de la culée C0 à la pile culée PC3;
- ◆ l'ouvrage principal (de franchissement du Rhône) de type bow-string, d'une longueur de 84 m, allant de la pile-culée PC3 à la pile-culée PC4. Cet ouvrage est conditionné par la passe navigable à respecter, ce qui lui impose un biais géométrique de 6 m;
- ◆ une travée dite inerte, de type bipoutre acier-béton, d'une portée de 40 m, reliant la pile-culée PC4 à la pile-culée PC5, et permettant l'implantation d'un appareil de dilatation des voies;
- ◆ enfin, un ouvrage d'accès côté Marseille (rive droite) de type bipoutre acier-béton, d'une longueur de 403 m, comportant neuf travées continues (8 x 46 m + 35 m), allant de la pile-culée PC5 à la culée C14.

Géométrie

En élévation le viaduc est essentiellement situé sur une parabole convexe de rayon 40000 m, dont les pentes aux raccordements valent 3,5 % en rive gauche et 8,5 % en rive droite. En plan, le tracé est rectiligne.

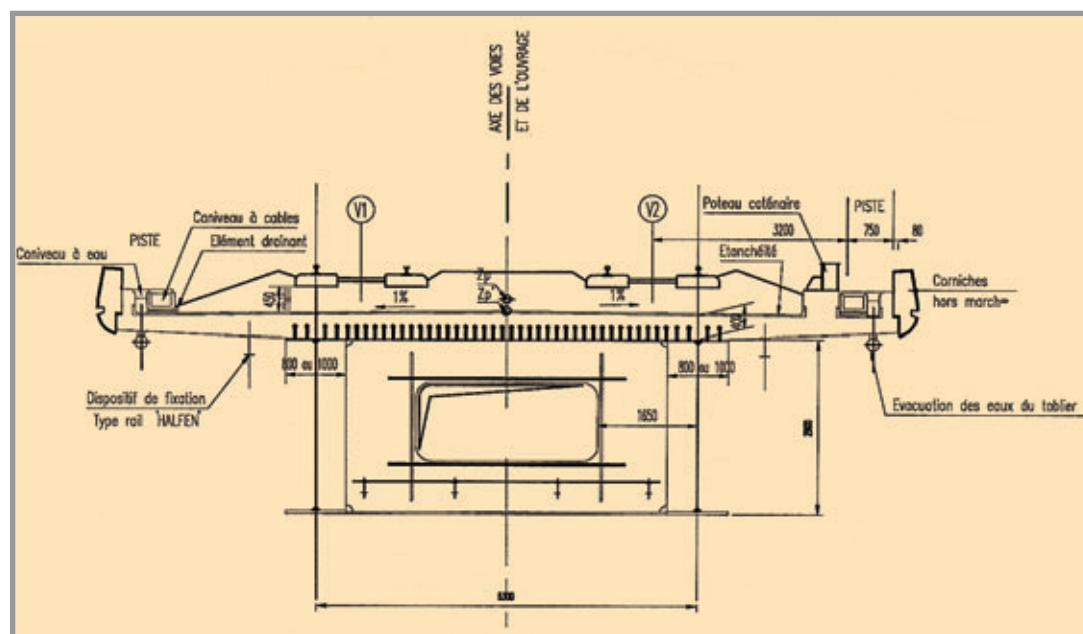
■ TABLIERS BIPOUTRES

Caractéristiques principales

(figure 1)

Ils sont constitués de deux poutres principales à âme pleine, reconstituées soudées, écartées de 6,30 m, et de hauteur constante 2,90 m hors semelles.

Figure 1
Coupe transversale
du tablier
Cross section
of deck



franchissement du et Mondragon

Les poutres sont reliées tous les 12 m environ, par des pièces de pont de même hauteur, avec ouverture pour passage d'homme. Sur les semelles supérieures des poutres et des pièces de pont est connectée une dalle en béton armé d'épaisseur 43 cm maximum, pentée en toit à 1 %, et de 12,86 m de largeur.

A mi-distance entre les pièces de pont sont disposées des entretoises en PRS boulonnées HR.

Un contreventement inférieur en losange, constitué de cornières L 180 x 180 x 18 boulonnées HR assure la résistance de la structure aux efforts de torsion.

Un platelage inférieur destiné à la visite d'entretien est disposé en partie inférieure entre les poutres. Il est constitué :

- ◆ d'un caillebotis galvanisé, comportant des trappes d'accès à chacune des têtes des piles (maille 30 x 70 ou 19 x 70 selon les zones);
- ◆ de quatre longerons supports en IPE 180;
- ◆ de traverses en HEA 180, entre pièces de pont et entretoises, permettant l'appui des longerons.

Equipements des bipoutres

Classiquement pour la ligne TGV Méditerranée, on trouve :

- ◆ des appareils d'appuis à pot reprenant le séisme à l'ELS, avec points fixes ainsi disposés :
 - rive gauche P2,
 - travée inerte PC4 et PC5,
 - rive droite C14;
- ◆ des butées sismiques entre appareils d'appui reprenant le séisme à l'ELU :
 - tenons scellés dans les chevêtres,
 - contre-butées soudées sous les pièces de pont.

Fabrication - montage

En rive gauche l'ouvrage est livré en cinq tronçons, entièrement assemblés sur plate-forme en arrière de la culée CO, et mis en place par lancement en une phase, sur patins (glissement inox-téflon) avec traction par vérins avaleurs de câbles.

La travée inerte, quant à elle, est livrée en deux tronçons. Par commodité, elle est provisoirement liaisonnée à la travée rive droite, afin d'être mise en place en même temps qu'elle.

En rive droite l'ouvrage est livré en 17 tronçons, assemblés sur plate-forme en arrière de la culée C14, et mis en place, y compris la travée inerte, en cinq phases de lancement (technique identique à celle de la travée rive gauche).

■ TABLIER BOW-STRING - CONCEPTION (figures 2 et 3)

Caractéristiques

L'originalité de ce tablier est due au résultat du concours d'architectes lancé par la SNCF pour marquer la ligne nouvelle Méditerranée (LN5) d'ouvrages exceptionnels et inédits. L'ouvrage est constitué de deux poutres en arc et tirant situées latérale-

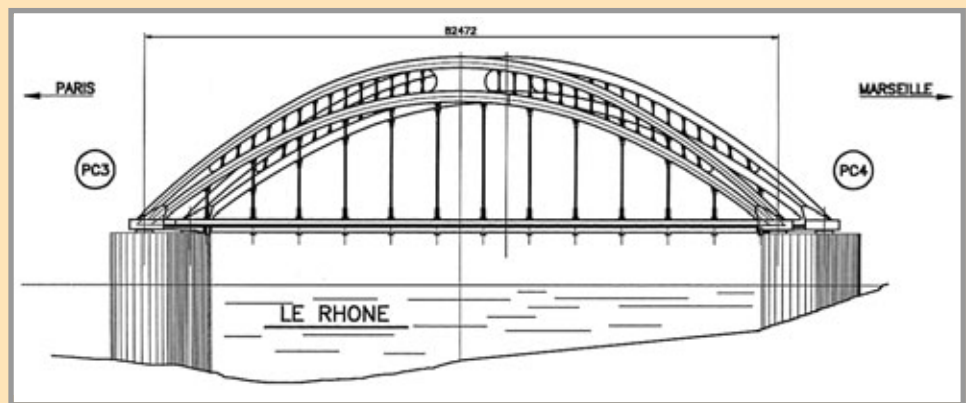


Figure 2
Elévation
du bow-string
Elevation
of bow-string

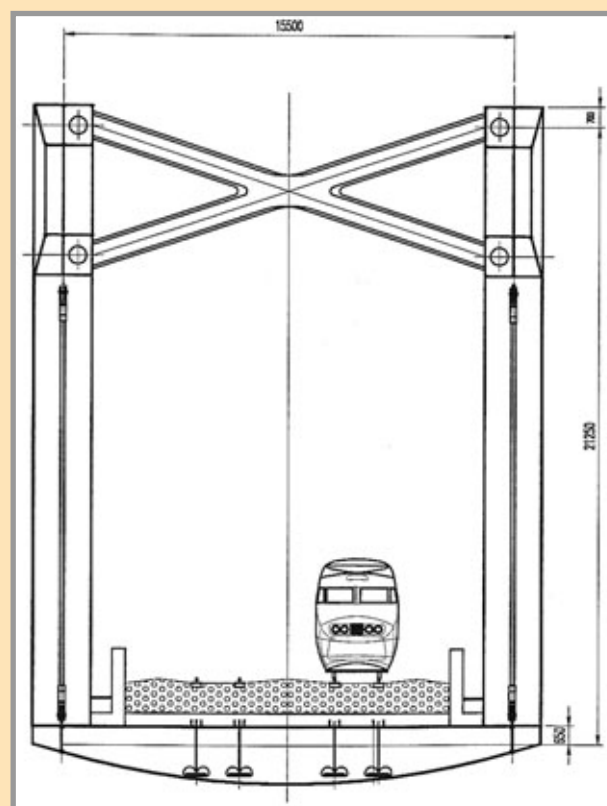
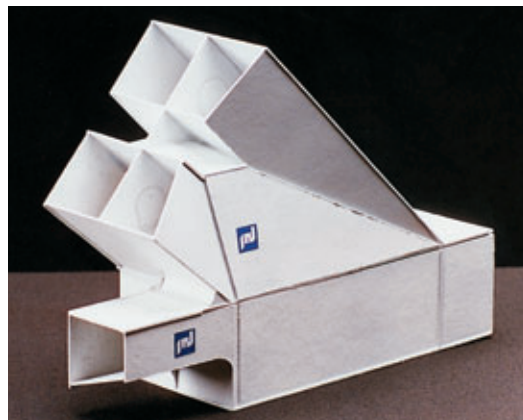


Figure 3
Coupe transversale
du bow-string
Cross section
of bow-string

Photo 2
Maquette
du nœud d'extrémité
Model of end node



ment aux voies, espacées de 15,50 m entre axes des suspentes, d'une hauteur à mi-portée de 21,50 m environ, pour une portée biaise de 82,50 m (longueur 84 m).

Arcs (photo 1)

La grande originalité des arcs provient de leur doublement. Chaque arc est en effet décomposé en deux éléments : un arc supérieur et un arc inférieur qui sont liaisonnés :

- ◆ aux extrémités par une âme pleine ;
- ◆ en parties courantes par des suspentes, réparties au pas de 2 m. A noter que deux sur trois de ces suspentes n'ont qu'un rôle purement décoratif. Les suspentes actives sont donc espacées de 6 m à l'aplomb des suspentes dites principales qui seront décrites plus avant ;
- ◆ en partie centrale, par une âme pleine.

Les deux éléments de l'arc ont une forme de caisson trapézoïdal, les deux petites bases étant face à face, et les âmes inclinées étant disposées côté extérieur de l'ouvrage.

Une légère variation de hauteur de chacun des caissons, ajoutée à une distance variable entre eux, donne à l'ensemble une forme de "croissant".

A mi-portée les 2 x 2 arcs sont reliés par une croix de Saint-André située dans un plan vertical.

Tirants

Autant, par leur géométrie, les arcs se présentent comme une structure à l'aspect robuste (5 m de hauteur à la clef), autant, pour le tirant, l'architecte a voulu une structure élancée : un caisson en forme de trapèze ayant moins de 1 m de hauteur.

Suspentes

Tous les 6 m, à l'aplomb des pièces de pont, des suspentes, dites principales, relient les arcs dédoublés et les tirants. Ce sont des ronds laminés

Ø 150 mm, travaillant exclusivement en traction. Ils sont filetés à leurs extrémités, qui sont équipées de chapes à œil en acier moulé, venant s'articuler sur des oreilles intégrées à l'ossature métallique, grâce à des axes Ø 140 mm en acier inoxydable. Des rotules radiales sont en outre prévues entre axes et oreilles. Le réglage en tension de ces suspentes interviendra après lancement de l'ossature, par action d'un vérin hydraulique au droit des chapes inférieures.

Les suspentes principales se prolongent entre les arcs par des suspentes actives en rond laminé Ø 120 mm, dont les extrémités comportent des filetages inversés (pas à gauche, pas à droite) afin de permettre leur réglage en longueur par vissage dans les chapes d'ancrage.

Tablier

Rien d'original dans la conception du tablier : quatre longerons (chaque longeron est disposé à l'aplomb de chacun des rails des deux voies ferrées prévues en service) prennent appui sur des pièces de pont, espacées de 6 m, formant ainsi un réseau de poutres croisées.

Une nouveauté vient cependant rompre l'habitude : du fait de la nature même du tablier bow-string, les longerons, y compris la dalle, de même que les tirants, seront exclusivement tendus durant leur existence. C'est pourquoi priorité leur est donnée et ainsi, leurs âmes et semelles inférieures traversent les pièces de pont pour mieux assurer la continuité des efforts longitudinaux.

Une particularité architecturale : les pièces de pont ont un intrados en "ventre de poisson", ce qui suggère un berceau de la voie, suspendu aux arcs par des "fils".

La dalle en béton armé, d'épaisseur maximale 33 cm, coulée sur des prédalles d'épaisseur 90 mm est connectée aux longerons et aux pièces de pont à l'aide de goujons diamètre 22 x 200 mm.

La partie centrale de la dalle est destinée au ballast et à l'équipement des deux voies ferrées (largeur 11,20 m).

Les parties latérales sont réservées aux caniveaux techniques et comportent des murs guide-caisse pour la protection des suspentes dans l'hypothèse d'un déraillement.

Nœuds d'extrémité (ou pieds d'arc)

Le transfert des efforts dans la zone de raccordement entre les arcs dédoublés, renforcés par une âme pleine centrale et le tirant, se fait essentiellement par l'âme centrale, objet d'un soin particulier (acier de qualité Z35) dans la forme les découpes, les traversées de semelles, etc.

Afin de s'assurer de la faisabilité en atelier, et avant même tout calcul, il s'est avéré utile de réaliser



Photo 1
Présentation à blanc des arcs
Layout of arches

une maquette de cette partie d'ouvrage (photo 2), qui a mis en évidence :

- ◆ l'ordre de fabrication ;
- ◆ la nécessité de trous d'homme pour réaliser certaines soudures.

Les pieds d'arc sont reliés entre eux par une pièce de pont d'extrémité en caisson, dont la semelle supérieure est également commune aux longerons de la première maille biaise de l'ouvrage. L'explication à cette disposition est donnée ci-après.

Calculs de la structure

La structure a été calculée essentiellement au moyen d'un logiciel de calcul non linéaire basé sur la méthode des éléments finis, qui permet de calculer :

- ◆ le comportement linéaire ;
- ◆ les fréquences propres et les modes propres de vibration associés, avec prise en compte des efforts internes ;
- ◆ les charges critiques et les modes d'instabilité associés avec prise en compte des non linéarités ;
- ◆ le comportement "réel" jusqu'à la ruine (et au-delà) ;
- ◆ les nœuds et assemblages complexes, avec concentration de contraintes.

Divers programmes internes, pré et post processeurs ont permis d'exploiter graphiquement et sous forme de tableaux simples à analyser, de calculs très volumineux sans cela. Une première approche, destinée à montrer le comportement relatif de l'arc dédoublé par rapport au tablier, a été menée avec un modèle 2D. Le calcul définitif, en modèle 3D, a permis de recouper le calcul préliminaire et de mieux maîtriser l'ensemble des données.

Le cahier des charges applicable aux lignes du TGV prévoit :

- ◆ une vérification statique sous schéma du charge UIC ;
- ◆ une vérification dynamique sous deux rames TGV, pouvant se croiser à 350 km/h (fréquences propres, vitesses critiques, déformations dynamiques, accélération verticale, gauche dynamique des voies) ;
- ◆ une vérification à la fatigue (sous convoi UIC et sous rame TGV).

Par ailleurs, une étude sismique globale de l'ensemble du lot 2B (tabliers, appuis et fondations) a permis de déterminer les sollicitations aux appuis et au droit des butées sismiques. Les paramètres imposés étaient :

- ◆ classe de l'ouvrage : C ;
- ◆ zone sismique : 1a ;
- ◆ accélération nominale à l'ELU : $1,5 \text{ m/s}^2$;
- ◆ accélération à l'ELS : $0,65 \text{ m/s}^2$;
- ◆ type de site : S1.

Enfin, les nœuds d'extrémité d'une part, et les chapes d'ancrage inférieur des suspentes principales d'autre part, ont fait l'objet de calculs spécifiques aux éléments finis. Par ailleurs, le cas



Photo 3
Pièce de pont courante
Cross-girder

"accidentel" de rupture de l'une quelconque des suspentes principales a été considéré.

■ BOW-STRING : DONNÉES TECHNIQUES

Aciers

Ossature principale

Aciers S355 K2G3, N ou NL selon l'usage réglementaire. Qualité Z35 pour :

- ◆ l'âme centrale des nœuds d'extrémité ;
- ◆ les âmes des longerons au droit de leur traversée des âmes des pièces de pont.

Suspentes : S355NL.

Chapes moulées : G10 Mn-Mo-V6.

Axes, bagues inox : Z6 CND 16-05 01 avec trempe et revenu.

Écrous forgés des suspentes principales : Z10 CD 5-05 classe 2 avec trempe et revenu.

Épaisseurs et dimensions principales

Arcs : caissons

Largeur maxi : 2040 mm.

Hauteur : de 1130 à 1400 mm.

Âme extérieure inclinée à : 15° .

Épaisseurs : 25 mm pour les caissons, 95 mm pour les oreilles.

Tirants : caissons

Largeur : 1045 mm.

Hauteur maxi : 1635 mm.

Semelle inférieure pentée à : 32 %.

Épaisseurs : de 20 mm, 35 mm et 45 mm (pour les âmes verticales).

Pièces de pont courantes

Hauteur : variable de 1000 à 2000 mm (photo 3).

Semelle supérieure : 500 x 45 mm.

Âme : épaisseur 40 mm.

Semelle inférieure : 500 x 45 mm.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Architecte concepteur

Jean-Pierre Duval

Entreprises

Spie Batignolles T. P (mandataire des lots 2B et 2C) associé à :

- Camponon Bernard SGE
- Spie Citra Sud-Est
- Camponon Bernard Sud
- E.M.C.C.
- Baudin-Chateaneuf (ouvrages métalliques lot 2C)
- J. Richard-Ducros (ouvrages métalliques lot 2B)
- Secometal (fabrication partielle du tablier rive droite et du montage des ouvrages métalliques lot 2B)

Réalisation des tabliers métalliques

Études

- Bureau Greisch : Bow-string
- SERF : Bipoutres
- BE J. Richard-Ducros

Peinture

- Ceri
- Prezioso

Pièces montées

Manoir Industries

Suspentes, mécanique

Arteon

Transport

SNCF - Fret

Lancement du bow-string

Sarens



Longerons

A noter que le calcul de flexion sous surcharge ferroviaire combiné à la traction d'ensemble du tablier n'a pas été dimensionnant. En fait, c'est la vérification de l'ouvrage à la fatigue dynamique (deux rames TGV se croisant à 350 km/h) qui a imposé une raideur importante des longerons.

Semelle supérieure : 500 x 35 mm ;
Âme : 20 mm ;
Semelle inférieure : 700 x 45 mm.

Pièces de pont sur appuis

En forme de caisson, elles assurent plusieurs fonctions :

- ◆ résister aux efforts provenant du séisme (longitudinalement = 850 t) (transversalement = 500 t) ;
 - ◆ résister en tant que poutre au vent horizontal du fait de l'allongement différentiel des longerons et des tirants ;
 - ◆ attacher les efforts de retrait de la dalle en béton armé ;
 - ◆ faire en sorte que l'entrée et la sortie des rames TGV sur l'ouvrage ne génère pas de brusques variations de l'accélération verticale, du fait que les maçonneries encadrantes sont indéformables ;
 - ◆ permettre avec un minimum de déformation la transmission des efforts de vent des arcs aux appuis.
- Semelle supérieure : 3 140 x 30 mm ;
Âme : 1 235 x 25 mm ;
Semelle inférieure : 3 140 x 35 mm.

Suspentes

Selon les types nous avons les caractéristiques suivantes :

- ◆ principales : Ø 150 mm avec filetages aux ex-

trémités (filets roulés ronds obtenus par roulage) au pas de 6,35 mm ;

- ◆ entre arcs, actives : Ø 120 mm, avec filetages aux extrémités (filets roulés ronds) au pas de 6,35 mm ;
- ◆ entre arcs, décoratives : en tube diamètre ext. 120 mm.

Les goujons de connexion de la dalle sont du type : diamètre 22 x 200 à tête.

Nœuds d'extrémité (pieds d'arc)

Âme centrale : ép. 45 en acier Z 35.
Raidisseur vertical : 30, 40 et 60 mm.
Semelles supérieures : 2 054 x 35 mm.
Âmes latérales : 25 mm.
Semelles inférieures : 2 054 x 35 mm.
Platines d'appui : ép. 95 mm.

Tronçonnement des éléments

Voir tableau I.

Présentation à blanc en atelier

(photo 4)

L'aspect inhabituel de l'ossature implique un soin particulier dans la maîtrise de la géométrie, des retraits de soudage, etc. La présentation à blanc a été conduite de la façon suivante :

- ◆ pour les arcs : présentation à plat sur banc d'assemblage des arcs dédoublés, en trois fois, chacune avec trois éléments consécutifs, puis clamage rigide ;
- ◆ pour la croix de Saint-André supérieure : présentation à plat des cinq éléments constitutifs puis clamage ;
- ◆ pour le tablier :

- présentation totale des deux extrémités comprenant : nœuds d'appuis, premier tirant, pièce de pont d'about, première pièce de pont droite, longerons et tôles de platelages correspondantes, puis clamage,

- présentation à blanc totale des deux tirants à l'avancement, par deux ou par trois éléments consécutifs, puis clamage.

Les clamages réalisés lors de ces opérations ont été étudiés pour permettre de retrouver au chantier l'exacte géométrie réglée en atelier à la lunette optique, en tenant compte des différentes contreflèches de fabrication ;

- ◆ pour les nœuds d'extrémités : faisant partie à la fois du tablier et des arcs, chacun d'eux aura été présenté à blanc avec le tablier (position debout) et avec les arcs (position à plat).

Système de protection

Les parties vues sont revêtues d'un système au caoutchouc chloré (HAU1.257.33 de Freitag). L'arc et les suspentes reçoivent une teinte de finition

Photo 4
Présentation à blanc de l'about du tablier
Layout of deck butt joint



Photo 5
Assemblage sur plate-forme
Assembly on platform



Tableau I
Caractéristiques des éléments
Characteristics of elements

	Longueur	Largeur	Poids/U
Arcs	9,600 à 15,500 m	2040 mm	20,200 à 24,500 t
Tirants	17,000 à 20,200 m	1045 mm	18,800 et 22,000 t
Pièces de pont courantes	13,300 m	700 mm	22,000 t
Longerons	6,250 m	700 mm	3,600 t
Pièces de pont d'extrémité	16,300 m	4000 mm	39 t
Nœuds d'extrémité (pieds d'arc) hauteur 4,5 m	6 m	2,200 mm	28 t
Suspentes Ø 150	de 2,163 m à 13 m		300 kg à 3 900 kg

bleu RAL5012 et le tablier gris RAL7035. L'intérieur des caissons (arcs et pieds d'arcs) est prévu visitable mais non peint, en raison de fermetures hermétiques aux appuis.

Montage et mise en place

Au moment de la rédaction du présent article, le montage est en cours. Le principe retenu est le suivant :

- ◆ livraison sur la plate-forme située en arrière de la culée CO des éléments d'ossature métallique par convois routiers (le tablier d'accès rive gauche ayant précédemment été lancé, puis bétonné, la plate-forme est arasée au niveau de la dalle) ;
- ◆ assemblage de la totalité du bow-string à l'avancement de la culée Marseille vers la culée Valence (photo 5) ;
- ◆ chacun des tronçons élémentaires est mis en appui sur des calages (pièces de pont, tirants) et sur des palées (arcs), disposés en tenant compte des contreflèches de fabrication : ainsi la structure retrouve les dispositions relatives des éléments qui avaient fait l'objet différentes présentations à blanc ;
- ◆ réglage des joints (objet de points d'arrêt) et soudage par phases, selon des séquences visant à réduire et contrôler les retraites de soudure afin qu'ils n'affectent pas la géométrie d'ensemble. A noter que le dernier élément d'arc mis en place avait été fabriqué volontairement en surlongueur, afin d'être recoupé avant livraison aux dimensions exactes relevées sur chantier ;
- ◆ prise en charge de l'ensemble de l'ouvrage, au droit des pièces de pont d'extrémité, par 2 x 2 remorques à 14 lignes d'essieux, modulaires automotrices, de type Kamag. Leurs essieux sont équipés d'une suspension par vérins hydrauliques capables d'absorber des variations de niveau du sol de plus ou moins 350 mm ;
- ◆ lancement "au sol" de l'ouvrage, qui roulera donc sur la dalle du tablier rive gauche, dont la résistance sous ce cas de charge a été vérifiée (figure 4) ;
- ◆ prise en charge des deux remorques Kamag à l'avant par une barge constituée de deux pontons couplés comportant des caissons ballastables, de dimensions extérieures 61,5 m x 11,40 m chacune. Cet ensemble flottant est déballasté au fur et à mesure de l'embarquement des remorques, ligne d'essieux par ligne d'essieux :
- ◆ traversée du Rhône. L'ouvrage étant :
 - à l'avant appuyé sur des calages solidaires de la barge et en outre solidarisé à ceux-ci par chaînes tendues,
 - à l'arrière en appui sur les deux remorques Kamag continuant de rouler sur le tablier rive gauche, en assurant la motorisation du mouvement longitudinal,
 - la maîtrise du guidage de la barge est assurée par l'action de quatre treuils reliés à quatre ancrs

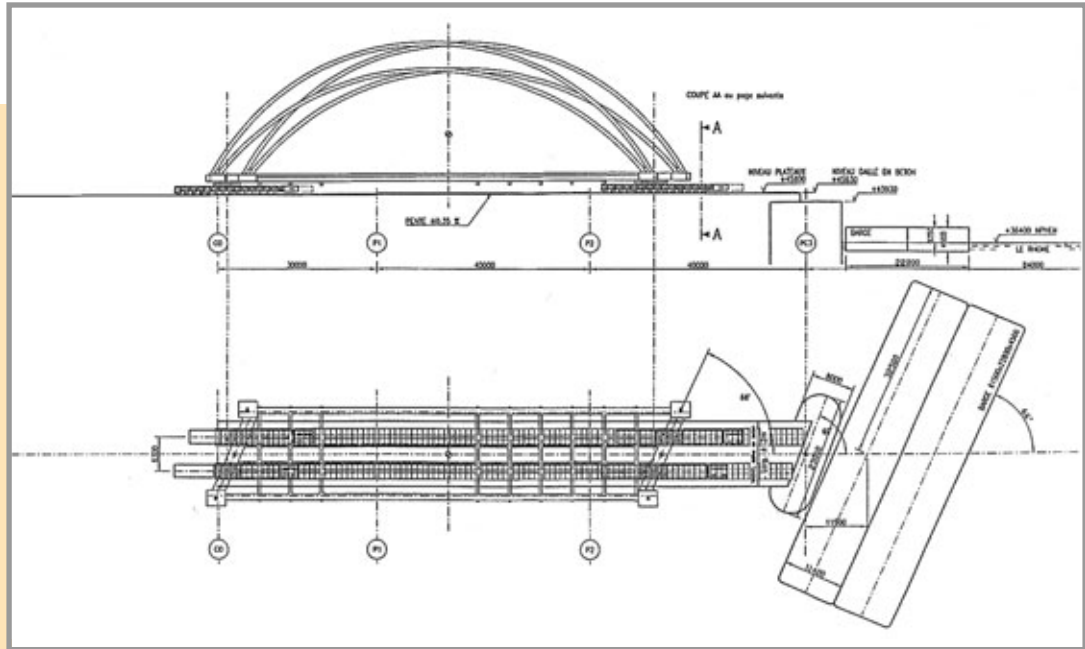


Figure 4
Mise en place du bow-string par Kamag. Transport vers pile PC3 et amarrage de la barge

Set-up of bowstring by Kamag. Transport towards pier PC3 and lashing of barge

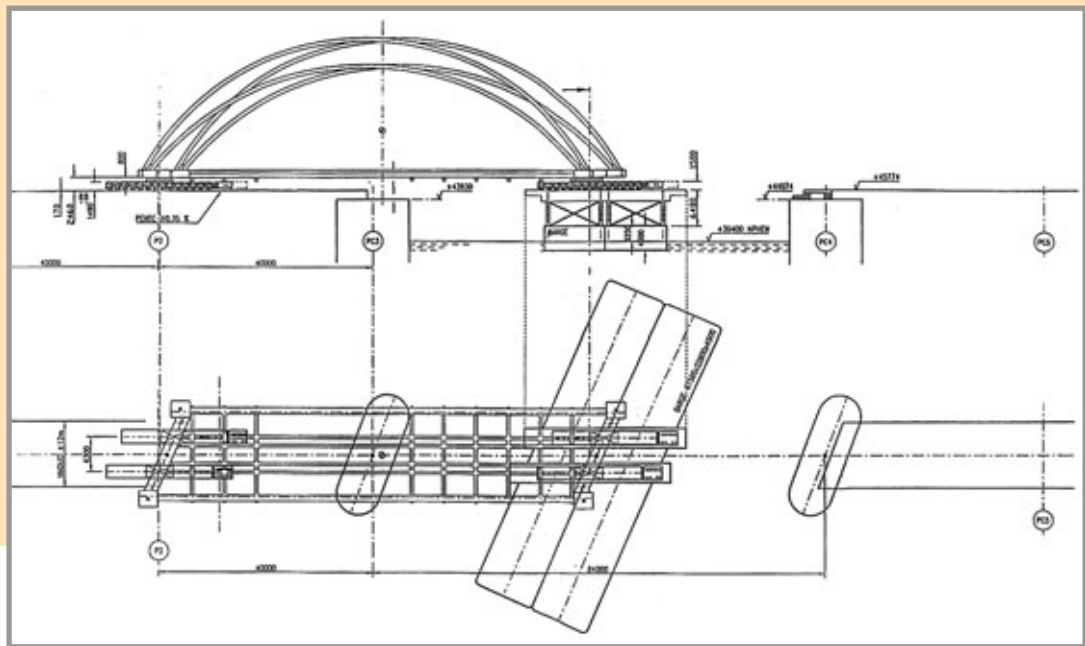


Figure 5
Traversée de la rivière
Crossing the river

situées à 300 m en amont ou en aval de l'axe de lancement (figure 5) ;

- ◆ arrivée du bow-string et descente sur appuis, puis pose et scellement des appareils d'appui et des butées sismiques.

■ FONDATIONS

Tous les appuis reposent sur des fondations superficielles comportant :

- ◆ un bouchon hydraulique en béton immergé, réalisé à l'abri d'un batardeau en palplanches, après terrassement à l'intérieur de celui-ci ;
- ◆ une semelle en béton armé d'épaisseur 1,50 m



à 3,50 m selon l'importance des charges de calcul, coulée à sec grâce au pompage des eaux d'infiltration.

Les fondations des piles PC3 et PC4 supportant le tablier bow-string ont nécessité des batardeaux de 28 m x 10 m, avec un fond de fouille à environ 15 m en dessous du niveau du Rhône : de telles dimensions ont nécessité plusieurs niveaux d'étaisements (liernes et butons). Ces fondations sont ensuite protégées par des enrochements de blocométrie variable provenant des carrières de basalte de Saint-Bauzile, en Ardèche.

■ APPUIS

Les piles en béton armé sont de forme oblongue, les dimensions étant adaptées à chaque appui en fonction :

- ◆ du biais géométrique ;
- ◆ du type d'ouvrage à supporter.

Elles sont creuses, raidies par un ou plusieurs voiles transversaux, selon leur longueur.

Les deux appuis du tablier bow-string sont prévus pour résister au choc de bateau (2 500 t d'impact dans le sens du courant). Les appuis ont été réalisés à l'aide d'un coffrage grim pant avec plate-forme à rochets pour supporter les panneaux dans les alvéoles intérieures. Les levées sont de 3,70 m pour les piles d'épaisseur 3 m (bipoutre) et de 3 m pour les piles d'épaisseur 8 m (bow-string).

■ PLANNING

L'ensemble des travaux s'étale de janvier 1997 à mai 1999, les travaux de chantier durant 12 mois décomposés en :

- ◆ 10 mois pour les travées d'accès ;
- ◆ 8 mois pour le bow-string avec recouvrements de tâches.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Tabliers bipoutres

- Métal : 1 890 t (soit 3,42 t/ml)
- Béton du tablier : 2 850 m³
- Armatures du tablier : 600 t

Tablier bow-string

- Charpente soudée : 1 250 t
- Suspentes : 45 t
- Pièces moulées : 35 t
- Pièces inox : 2,5 t
- Peinture : 6 200 m²
- Aciers HA (tablier) : 175 t
- Béton B32 (tablier) : 700 m³

ABSTRACT

The viaduct over the Rhône between Vénéjan and Mondragon

J.-Cl. Bouley

French Railways (SNCF) TGV Mediterranean high-speed train line is to cross the Rhone twice in the direction of Orange, after having run along the Donzère-Mondragon canal on the west. It thus crosses on the north side the old Rhone downstream of Pont-Saint-Esprit (lot 2B), crossing the Saint-Georges island in the commune of Vénéjan in the Gard Region, and joins the Vaucluse in the south at Mornas (lot 2C) straddling the Rhone, which has become navigable after its junction upstream with the Donzère - Mondragon canal. This article focuses on lot 2B, consisting of conventional composite dual-beam access decks, and a bowstring south-anchored arch deck. Lot 2B-2C extends along almost 2,900 m and includes two structures over the Rhone, separated by an embankment about 750 m long. From south to north, we find successively :

- the viaduct extending from Mornas (84) to Vénéjan (30) over a total length of 877 m, with a deck of 112 m crossing the Rhône, and which constitutes lot 2C ;
- the viaduct extending from Vénéjan (30) to Mondragon (84) with a total length of 637 m, and a deck of 84 m crossing the Rhône, constituting lot 2B, and the main subject of this article.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die Hochbrücke der Rhône-Überquerung zwischen Vénéjan und Mondragon

J.-Cl. Bouley

Die Hochgeschwindigkeitstrasse des TGV Mittelmeer beinhaltet zweimal eine Rhône-Überquerung hinter dem westlich parallel zum Donzère-Mondragon-Kanal verlaufenden Abschnitt in Richtung Orange. Im Norden führt sie stromabwärts von Pont-Saint-Esprit über die alte Rhône (Baulos 2B), durchquert die zur Gemeinde Vénéjan (Departement Gard) gehörende Insel Saint Georges und erreicht im Süden das Departement Vaucluse in Mornas mit einer Überquerung der hinter dem Zusammenfluß mit dem Donzère-Mondragon-Kanal wieder schiffbaren Rhône (Baulos 2C). Der vorliegende Artikel befaßt sich mit dem Baulos 2B, bestehend aus zwei herkömmlichen Zufahrts-

tafeln auf zwei Trägern und einer Bow-string-Platte. Letztere wird besonders eingehend behandelt. Das Baulos 2B-2C erstreckt sich über knapp 2900 m und umfaßt zwei durch eine ca. 750 m lange Aufschüttung voneinander getrennte Brückenbauwerke über die Rhône. In der Nord-Süd-Richtung ergibt sich folgender baulicher Verlauf :

- die insgesamt 877 m lange Hochbrücke von Mornas nach Vénéjan mit einer 112 m langen Tafel über die Rhône, welche das Baulos 2C darstellt ;
- die insgesamt 637 m lange Hochbrücke von Vénéjan nach Mondragon mit einer 84 m langen Tafel über die Rhône, welche das Baulos 2B und den Gegenstand des vorliegenden Artikels darstellt.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto de franqueo del Ródano, entre Vénéjan y Mondragon

J.-Cl. Bouley

La línea TGV Mediterráneo de los Ferrocarriles Franceses (SNCF) está llamada a atravesar dos veces el río Ródano en dirección de la ciudad de Orange, tras haber seguido el recorrido del canal de Donzère - Mondragon por el oeste. Esta línea salva así por el norte el Viejo Ródano, aguas abajo de Pont Saint Esprit (lote 2B), atraviesa la isla Saint Georges en el municipio de Vénéjan, en el departamento del Gard, alcanza por el sur del departamento de Vaucluse en Mornas (lote 2 C), atravesando el Ródano en su sección navegable, tras su empalme aguas arriba con el canal de Donzère - Mondragon. Este artículo describe principalmente el lote 2 B, constituido por tableros de acceso de doble viga mixtos de tipo convencional, y de un tablero en bóveda autoanclado (bow string). El lote 2 B -2 C se extiende sobre cerca de 2900 m y consta de dos cuerpos de franqueo del Ródano, separados por un terraplén de unos 750 m de longitud. Sucesivamente, y desde el sur hacia el norte, se encuentran :

- el viaducto que va de Mornas (84) hasta Vénéjan (30), de una longitud total de 877 m, con un tablero de 112 m, que salva el río Ródano y que constituye el lote 2 C ;
- el viaducto que va de Vénéjan (30) a Mondragon (84), de una longitud total 637 m, con un tablero de 84 m, que salva el río Ródano y que constituye el lote 2 B, objeto del presente artículo.

La reconstruction du pont de Saint-Gilles sur le Petit-Rhône

Le site de Saint-Gilles entre le Gard et la Camargue n'offre pas dans le delta du Rhône des conditions géologiques de fondation très favorables. Le Setra a d'abord préconisé pour cette brèche l'option d'un pont à haubans en béton précontraint avec un pylône unique côté Camargue, en rive gauche. Cette solution ayant rencontré l'opposition des Commissions des Sites, il a proposé une autre solution en bow-string mixte acier-béton, type de pont alors encore beaucoup moins courant. Cette structure présente les mêmes avantages fonctionnels que le pont à haubans. De plus, le bow-string est insensible aux tassements et avec ses formes douces, il trouve facilement sa place dans le paysage de plaine.

L'équipe constituée par le Setra et l'architecte pour le bow-string a reçu de la part de la DDE une mission d'étude complète allant de la conception jusqu'à la mise au point de plans très détaillés pour l'appel d'offres. Leurs choix techniques et architecturaux ont été avant tout guidés par les besoins du client. Ils ont par exemple cherché à faciliter les visites d'inspection et d'entretien, particulièrement en ce qui concerne les nœuds d'about, et les ancrages des suspentes qu'ils ont voulu simples et faciles d'accès.

La réalisation en cours de l'ouvrage par le groupement des entreprises Berthouly et Richard-Ducros, confirme la compétitivité de ce type de structure pour des brèches de 100 à 200 m à franchir sans appui intermédiaire.

■ PRÉSENTATION DU SITE

La RN 572 supporte le trafic de la liaison locale entre le Gard et la Camargue. Située dans le delta du Rhône, la Camargue couvre une centaine de milliers d'hectares. Elle est limitée à l'est par le Grand Rhône, et à l'ouest par le Petit-Rhône. C'est une plaine d'accumulation alluviale, mal drainée et marécageuse, mais d'un grand intérêt écologique. Parsemée d'étangs, dont le plus célèbre, celui de Vaccarès, fait partie du parc régional créé en 1972, elle abrite de nombreuses espèces d'oiseaux aquatiques, dont certains viennent pour nidifier. L'élevage des bovins et des chevaux, la riziculture, et l'industrie traditionnelle du sel sont les activités économiques les plus spécifiques de la région (figure 1).

Venant d'Arles, au sommet de ce delta, la RN 572 franchit le Petit-Rhône, quelques kilomètres avant la ville de Saint-Gilles. La société Baudin-Chateaufort avait construit à cet emplacement, à la fin des années trente, un pont suspendu avec une travée centrale de 132,50 m. Le tablier de cet ouvrage est demeuré en bon état, mais malheureusement, sa suspension a mal vieilli. Ce pont suspendu a été interdit à toute circulation en décembre 1984. En juin 1985, un pont provisoire de type Bailey a été mis en place pour rétablir le franchissement du Petit-Rhône. Il a été renforcé en juillet 1995 par un troisième étage et un contreventement assurant

une plus grande redondance à cette structure provisoire. Les déformations de cet ouvrage sont suivies de près par la subdivision de l'Équipement et par le CNPS.

L'écartement des pylônes du pont suspendu était trop étroit puisqu'il ne dégagait que 7,50 m, et de plus la conception de la suspension rendait son changement difficile. Les études entreprises en 1985 par le CETE Méditerranée ont montré que la réparation de l'ancien pont suspendu était trop coûteuse et que la construction d'un nouvel ouvrage était préférable. La direction départementale de l'Équipement du Gard a donc demandé au CETE et au Setra d'étudier les solutions techniques permettant de remplacer le pont suspendu de Saint-Gilles par un ouvrage définitif. L'architecte, Philippe Fraleu a été associé au projet.

■ CONTRAINTES DU PROJET

La RN572 ne supporte pas de trafic de transit susceptible d'augmenter encore de façon importante dans l'avenir. Pour cette raison, on peut envisager aujourd'hui des solutions comportant un pylône ou un arc au-dessus de la chaussée, bien que ces structures empêchent l'élargissement ultérieur. La brèche se compose du lit mineur du Rhône sur une largeur de 120 m, et d'une zone inondée

Jacques Berthelley

Jean-Yves Sablon

Setra

Grégoire Philippon

Jean-Claude Jehan

Denis Fargeix

Gilbert Gire

Philippe Allamigeon

Frédéric Bouet

DDE du Gard

Philippe Fraleu

ARCHITECTE

Pierre Dugas

Jean-Claude Bouley

Ets Richard-Ducros

Marcel Toulouse

Berthouly

N.B.

Toutes les personnes citées comme auteurs n'ont pas directement rédigé l'article, mais ont contribué à la définition du pont.



Figure 1
Plan de situation
Location

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Etat

Maitre d'œuvre

DDE du Gard

Entreprises

- Richard-Ducros
- Berthouly

Financement de l'opération

- Etat
- Région Languedoc-Roussillon
- Région P.A.C.A
- Département du Gard

Le prix du pont et de ses appuis est d'environ 17 000 F/m² TTC de tablier

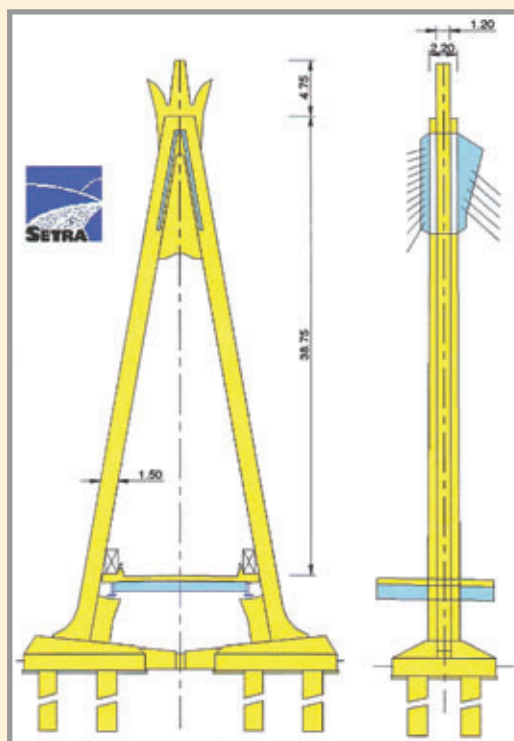
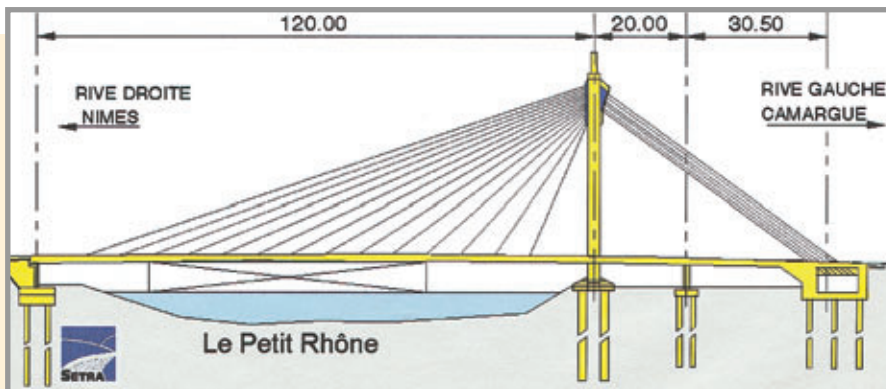
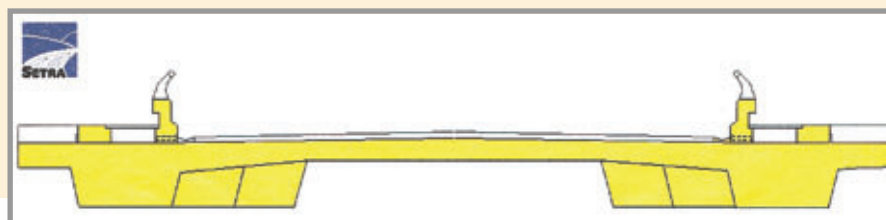


Figure 2
De haut en bas :
Coupe longitudinale de la solution à haubans en béton précontraint
Plan de coffrage des pylônes de la solution à haubans mixte
Coupe transversale de la solution à haubans en béton précontraint
From top to bottom:
Longitudinal section of the prestressed concrete cable-stayed solution
Shuttering plan for the towers in the composite cable-stayed solution
Cross section of the prestressed concrete cable-stayed solution



en période de crue d'une largeur de cinquante mètres environ sur la rive gauche, côté Camargue, qui ne peut être franchie en remblai pour d'évidentes raisons hydrauliques puisque les digues sensibles qui protègent la Camargue sont toutes proches. Le Rhône, qu'il faut franchir, est partiellement canalisé. Il constitue une voie d'accès privilégiée vers la mer. Il dessert à l'est la zone industrielle de Fos-sur-Mer, et à l'ouest le port de Sète. Pour se conformer aux exigences de la liaison Rhin-Rhône, tous les aménagements du Petit-Rhône devaient être compatibles avec une navigation fluviale à grand gabarit.

L'ouvrage à construire doit donc dégager un gabarit de 60 m de largeur et de 6 m de hauteur au-dessus des plus hautes eaux navigables. Dans une région marécageuse très plate, cette contrainte a constitué une des principales difficultés du projet. Tout re-

lèvement important du profil en long de la RN572 impose en effet la construction de remblais de grande hauteur, dont la stabilité pose problème et dont les tassements risquent d'être lents. La chaussée doit, en outre, être reprise sur une longueur d'autant plus grande que le profil est plus haut; de hauts remblais constituent enfin des obstacles artificiels et inesthétiques dans ce pays de plaines. La hauteur de l'ouvrage doit donc être minimale.

Une navigation fluviale de fort tonnage oblige par ailleurs à prévoir le renforcement d'éventuelles piles en rivière pour qu'elles puissent subir sans dommages des chocs de bateaux. Au droit du franchissement, le Petit-Rhône a une largeur d'environ 90 m; il est donc extrêmement tentant de le franchir sans appui en rivière.

Le caractère original et le grand intérêt écologique de la Camargue imposent aussi des contraintes

complémentaires. Il est indispensable de réduire les nuisances pendant la construction et après la mise en service de l'ouvrage ; les risques de pollution du Rhône, en particulier, doivent être quasiment nuls. Le rejet direct dans la rivière des eaux pluviales provenant du tablier est donc interdit ; ces eaux doivent être collectées et dirigées aux deux extrémités de l'ouvrage pour y être décantées.

Enfin, le site n'offre pas des conditions de fondation très favorables : le sous-sol est composé de couches limoneuses et sableuses, qui rendent nécessaires des pieux de grande longueur. Les campagnes de sondage ont révélé la présence de trois formations géologiques :

- ◆ des limons sableux et des sables vasards aux caractéristiques portantes extrêmement médiocres, susceptibles d'importants tassements ;
- ◆ des alluvions sableuses et grossières, avec une grande hétérogénéité de caractéristiques dans les différents sondages ;
- ◆ et enfin, les sables de l'Astien, d'une compacité variable eux aussi.

On ne trouve finalement des sols de caractéristiques acceptables qu'à partir de 20 à 30 m de profondeur.

■ INTÉRÊT D'UN PONT EN ARC AUTOANCRÉ BOW-STRING

Une première étude préliminaire conduite au Setra a abouti à la conception d'un pont classique à haubans dont la faible hauteur de tablier permettait de résoudre le problème posé. La solution à haubans comportait donc une grande travée de 120 m sur le petit Rhône, suspendue à l'aide de deux nappes de haubans ancrés en tête d'un pylône en V renversé (figure 2).

Les fondations profondes du pylône devaient être mises en œuvre dans les alluvions du Rhône côté Camargue. Les premières études conduites par Hélène Abel ont montré qu'une travée haubanée dans le site de Saint-Gilles devait être retenue par une culée contrepoids, et nécessitait une pilette dans la travée de rive non suspendue en rive gauche. Les coûts élevés de ces éléments, à ajouter au coût du pylône et de ses fondations, ont conduit le Setra à envisager aussi un ouvrage en treillis. Bien qu'il fût défendu par Michel Virlogeux alors chef de la division des Grands Ouvrages du Setra, le projet de pont à haubans, dont l'étude était déjà très avancée, a dû finalement être abandonné au cours du processus administratif d'approbation. Les Commissions départementales des Sites du Gard et des Bouches-du-Rhône ont en effet rejeté le dossier de pont à haubans.

Le Setra a alors proposé la solution en arc autoancré. Ce type de pont est peu répandu en France où il est curieusement connu sous le nom de "bow-string" alors qu'il se nomme "tied arch brid-

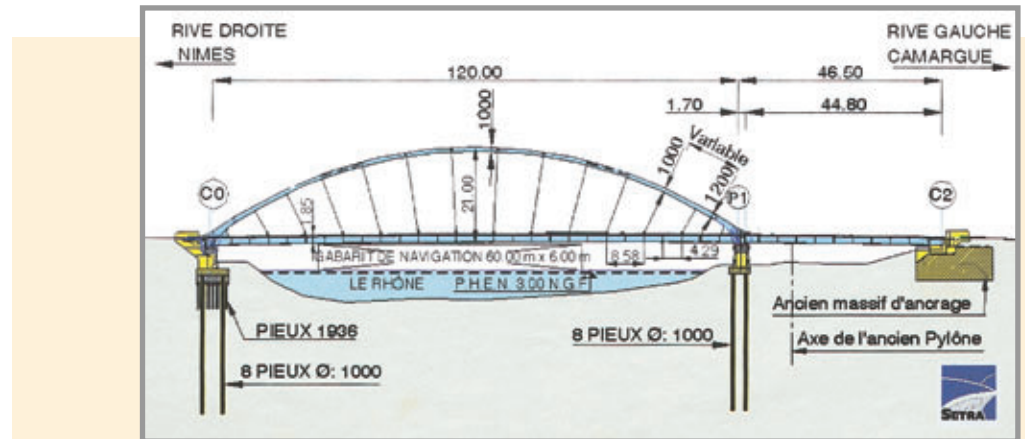


Figure 3
Coupe longitudinale de la solution en bow-string
Longitudinal section of bow-string solution

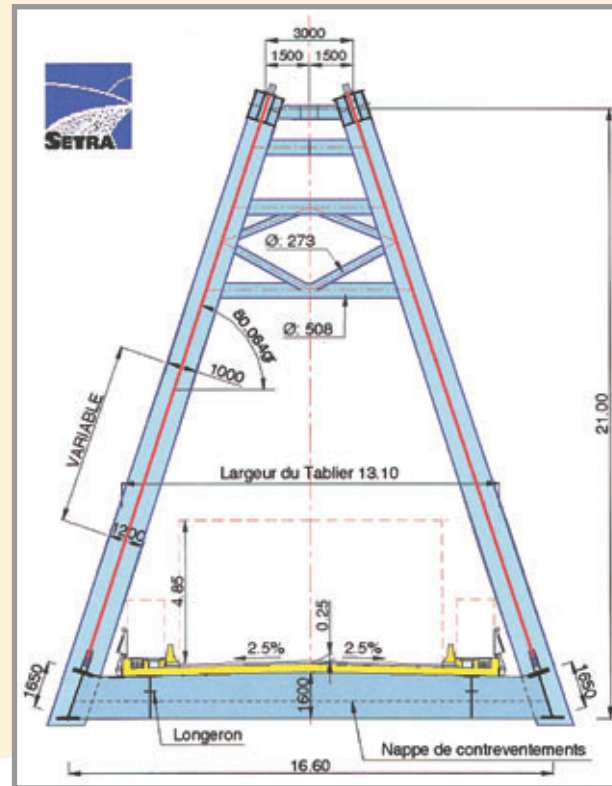


Figure 4
Coupe transversale de la solution en bow-string
Cross section of the bow-string solution

ge" dans les pays anglo-saxons. Les poussées de l'arc ne sont pas transmises aux fondations, mais elles sont équilibrées par une traction dans le tablier. Dans le site de Saint-Gilles, il est impossible de construire sur cintre au-dessus du Rhône un arc autoancré en béton. La structure principale de l'ouvrage est donc métallique, tandis que la chaussée est supportée par une dalle de béton armé (figure 3).

La hauteur du tablier reste presque la même que dans les solutions à haubans. Le tracé en plan, de direction nord-ouest, sud-est, est rectiligne sur toute la longueur de l'ouvrage. Il ne présente aucun biais avec le lit du petit Rhône, ni avec ses appuis. Le profil en long inchangé est constitué, sur la totalité de l'ouvrage, par un arc de cercle de 4500 m de rayon dont le point haut n'est pas à mi-portée du bow-string mais est ramené de 15 m vers le centre de la brèche (figure 4).

Le bureau d'études spécialisé dans le domaine des ponts métalliques est trop souvent amené à travailler dans un cadre très restrictif. A la suite du découpage des tâches, il peut en effet être chargé de dimensionner une structure qu'il n'a pas conçue.

Photo 1
Pont
de Neuville-sur-Oise
Neuville-sur-Oise
bridge



Il en résulte des structures coûteuses, qui cherchent tantôt à étonner le public par l'originalité de leur conception architecturale, ou tantôt à reprendre les formes économiques qui conviendraient pour d'autres matériaux. En revanche, l'équipe du Setra qu'a pu conduire Jacques Berthelémy pour le pont de Saint-Gilles, a reçu dès le départ de la part de la DDE une mission d'étude complète allant de la conception jusqu'à la mise au point de plans très détaillés pour l'appel d'offres. Nous nous sommes attachés, avec l'architecte Philippe Fraieu à rechercher la solution la mieux adaptée en utilisant la technologie disponible en charpente métallique et mixte. Nos choix techniques et architecturaux ont été avant tout guidés par les besoins du client. Nous avons en effet particulièrement tenu compte de la nécessité des visites d'inspection et d'entretien, par exemple en ce qui concerne les nœuds d'about, et les ancrages des suspentes que nous avons voulu simples et faciles d'accès.

Pour les raisons précédemment évoquées, les solutions comportant une pile dans le Rhône, gênante pour la navigation, et très coûteuse avec des fondations dont la réalisation est sujette aux aléas, n'ont pas été retenues. Cette pile constituait par ailleurs un obstacle de plus à l'écoulement des eaux à proximité des digues de Camargue.

Le nouveau projet dégage donc également une grande travée de 120 m.

En rive gauche, une travée isostatique est accolée à l'arc. Le franchissement du Petit-Rhône est mécaniquement indépendant de l'ouvrage d'accès. La série de deux travées isostatiques d'une longueur totale de 166,50 m est ainsi insensible à tout éventuel tassement différentiel des fondations. De plus, les deux ouvrages peuvent être rehaussés si l'on décidait d'augmenter la hauteur du gabarit à dégager pour la navigation. L'ensemble des deux structures est dissymétrique, ce qui permet de bien marquer la brèche traversée, en soulignant le lit mineur du fleuve, couronné par l'arc. Avec ses formes douces, ce dernier trouve facilement sa place dans le paysage de plaines.

■ AUTRES OUVRAGES MÉTALLIQUES EN BOW-STRING

Si l'on écarte les ouvrages en bois, le premier pont en arc avec tirant de type "bow-string" fut celui de Lugao en Hongrie conçu par Hoffman et Medersbach en 1833. Il s'agissait d'un arc en fonte sous-bandé au niveau du tablier par une chaîne. On trouve en France des ponts en bow-string de portée moyenne en béton construits sur cintre. Il existe quelques bow-string métalliques datant du début du XX^e siècle comme le pont sur la Marne en aval de Dormans dont les suspentes sont constituées de profilés alvéolés reconstitués.

Le pont de Neuville-sur-Oise conçu en 1973 par Henri Grelu est un bow-string métallique qui résulte de l'obligation de franchir une portée de 82,30 m sans perturber la navigation. Il aurait pu être aussi construit en Warren. Pour des portées supérieures à 100 m, la solution bow-string devient plus économique que la solution Warren, si son montage n'est pas trop complexe. Mais vers 80 m de portée les deux solutions restent compétitives, mais l'arc bow-string est nettement plus élégant, pour un prix comparable, ce qui a motivé le choix d'Henri Grelu (photo 1).

Les ponts en arc autoancrés métalliques se rencontrent aujourd'hui fréquemment au Japon pour des portées allant jusqu'à 250 m à Nishinomiya et à Shinhamadera. Il est vrai qu'on dispose au Japon d'importants moyens de levage sur bigues en zone portuaire qui permettent de résoudre le problème du montage. Ce type d'ouvrage souple, léger, et ductile comporte aussi une dalle de béton armé dans le rôle d'amortisseur. C'est pourquoi il est peu sensible aux séismes, comme la dernière catastrophe de Kobé l'a rappelé. En Europe, on trouve par exemple les ponts de Bonar-Bridge en Ecosse (1973, portée de 104 m), de Hermalle en Belgique (1986, portée de 138 m) et de Dömitz sur l'Elbe (1993, portée de 178 m) et de Calbe sur Saale récemment reconstruits à l'occasion de la réunification allemande. Comme pour le pont de Neuville-sur-Oise, on dispose pour ces quatre ouvrages de données assez complètes et fiables (figure 5).

■ DÉTAILS DU PONT DE SAINT-GILLES

Les ouvrages comportent une chaussée bidirectionnelle à profil en travers en toit avec deux voies de circulation de 3,50 m de largeur, encadrées par des bandes dérasées de 1,00 m de largeur, et de deux trottoirs de 1,30 m. La sécurité des véhicules, des piétons et des suspentes est assurée par des glissières lourdes en béton de type G.B.A. placées entre les trottoirs et la chaussée.

Les études entreprises lors de la mise au point du

dossier de consultation des entreprises ont porté principalement sur les points suivants :

- ◆ conception des nœuds de liaison entre les abouts des arcs et les tirants ;
- ◆ étude détaillée des modes possibles de montage, point le plus délicat pour un bow-string ;
- ◆ choix du type de suspension ;
- ◆ étude du fonctionnement sous charges excentrées ;
- ◆ dispositions à prendre pour contrôler la fissuration de la dalle ;
- ◆ évaluation de la sécurité vis-à-vis du flambement ;
- ◆ justification des fondations.

Ce sont les points les plus originaux de l'ouvrage qui vont être développés ci-après.

Dimensionnement des arcs

Deux arcs métalliques disposés dans des plans inclinés symétriquement à 20 degrés par rapport à la verticale se rapprochent à la clef. Les deux arcs ont des portées de 120 m. La flèche mécanique des arcs est de 21 m, ce qui correspond à un élanement proche de 1/6 qui constitue l'élanement optimal. Une diminution de cette flèche conduirait à une augmentation rapide du rayon de courbure de l'arc, et de l'effort normal sollicitant qui, lui, est directement lié, entraînant des surcoûts. La forme générale des arcs est circulaire, dans le plan incliné de chaque arc.

En partie supérieure, les deux arcs en caisson carré de 1,00 m de côté sont très rapprochés avec un entraxe de 3 m choisi avec l'architecte. Les arcs verticaux, jugés à la fois inesthétiques et trop sensibles à l'instabilité élastique latérale, ont été écartés.

Avec des arcs inclinés, il n'est pas choquant sur le plan esthétique de disposer un buton de liaison au droit de chacune des huit paires de suspentes, les plus longues relient les arcs au tablier. La stabilité des arcs se trouve alors grandement renforcée. Des contreventements en losanges sont disposés au quart de travée et à la clef. Ces dispositifs améliorent encore la stabilité générale des arcs, et leur résistance au vent latéral. Vis-à-vis du flambement à l'intérieur du plan de l'arc sous charges dissymétriques, la disposition rayonnante des suspentes est favorable.

Le coefficient d'amplification, rapport de la charge critique de flambement à la charge ELS permet de quantifier par un seul chiffre la stabilité des arcs. Ce coefficient dépasse 5 avec les contreventements en losange, et descend à 3 si on les enlève. Grâce aux losanges, le nombre des ondes du mode de flambement augmente pour passer de deux à trois ondes. Si la structure flambe pour une charge cinq fois supérieure à celle de l'ELS cela signifie que la ruine aura lieu par plastification bien avant ce flambement. Cela signifie aussi que l'influence sur l'effet d'un chargement ELU du deuxième ordre, dû à

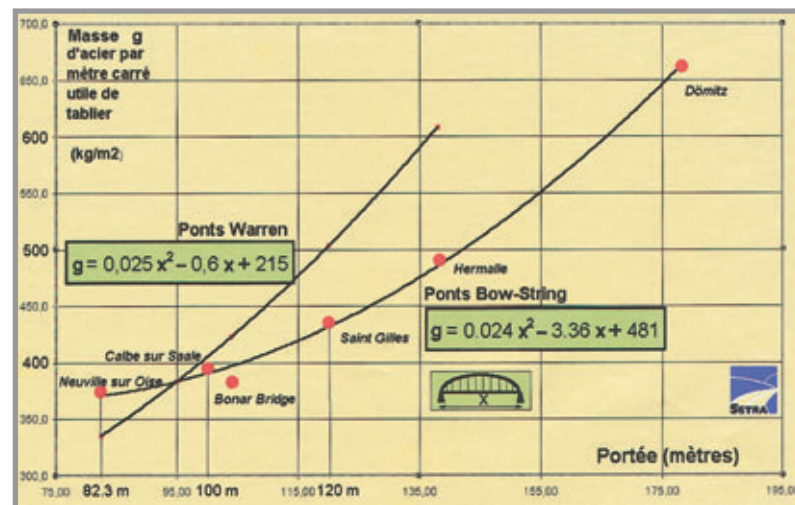


Figure 5
Quantités d'acier des bow-strings routiers
Quantities of steel for road bowstring structures

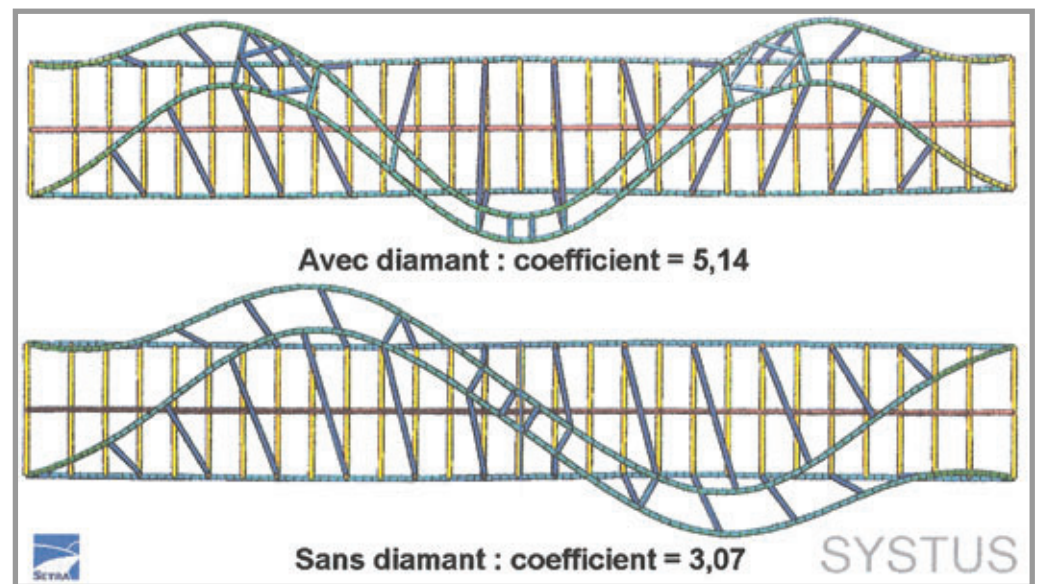


Figure 6
Modes de flambement
Buckling modes

l'instabilité élastique générale, demeure limitée (figure 6).

Ce premier calcul des modes de flambement d'Euler donnant des coefficients d'amplification critique faibles, un second calcul en grand déplacement a été mis en œuvre, avec une nouvelle géométrie comportant une prédéformation affine du premier mode de flambement eulérien. L'amplitude maximale de la prédéformation qui est déterminée d'après les indications de la partie 2 de l'Eurocode 3, atteint 400 mm à la tête de l'arc. Dans le calcul avec grands déplacements, la charge est incrémentée pas à pas avec une recherche itérative d'équilibre. Les contraintes à l'ELU en phase intermédiaire de calcul aux grands déplacements restent partout largement à l'intérieur du domaine élastique. En poursuivant l'augmentation du chargement, on atteint celui qui provoque l'instabilité. La valeur ainsi obtenue confirme celle de la charge critique calculée par la méthode eulérienne de recherche des modes propres.

Les arcs sont diaphragmés au droit des attaches des suspentes, et ils sont raidis par deux cadres



intermédiaires tous les trois mètres environ. Ces cadres sont indispensables pour la fabrication, et pour empêcher la distorsion de la section. Dans la partie inférieure des arcs, c'est-à-dire dans la zone comprise entre le nœud d'about et la deuxième suspente, les caissons carrés s'élargissent très progressivement pour atteindre la dimension de 1,20 m x 1,20 m. Cet élargissement n'affecte pas le tracé de l'épure du centre de gravité mécanique de l'arc qui reste parfaitement circulaire. A leurs naissances, ces arcs sont ancrés dans des poutres tirants métalliques longitudinales en I à âme et semelle supérieure inclinées.

ont un diamètre de 72 mm. En effet, la quantité de câbles nécessaires pour un bow-string est très faible, de l'ordre de 10 t à Saint-Gilles, de sorte qu'il s'est avéré opportun d'utiliser les restes disponibles de câbles fabriqués pour la réparation du pont de Saint-Nazaire, et pour le pont suspendu de Kusten en Suède. Des câbles à torons parallèles faciles à changer en 19 T 15, type pont de Normandie, auraient pu être aussi envisagés, mais les dispositifs d'ancrage inférieurs de ces câbles sur les oreilles doivent alors être mis au point spécialement, et probablement testés par des essais, ce qui n'est pas possible dans le cas d'un projet dont le nombre de pièces d'ancrage est limité à vingt-quatre.

Les attaches de suspentes en profilés reconstitués soudés poseraient des problèmes de fatigue. Les barres ont été aussi écartées par le Setra car elles ne sont pas disponibles dans les longueurs nécessaires sans raboutage soudé. De plus, des fissurations sont apparues sur le pont de Dömitz qui utilise la technique de barres soudées sur la charpente du tirant.

Grâce à l'effet des poutres de rigidité et à la géométrie rayonnante des haubans, les différentes suspentes sont à peu près également sollicitées. En accord avec les dispositions proposées dans l'Eurocode 3 partie 2, les suspentes ont été dimensionnées pour que l'on puisse réparer ou changer une des suspentes sans avoir à restreindre le trafic routier. Les calculs réglementaires à l'ELU ont de plus pris en compte, parmi les cas de charge, l'effet de la rupture d'une suspente avec un coefficient de majoration dynamique sur l'effet de la rupture, cumulée avec les charges d'exploitation. Des spécifications particulières étaient rédigées dans ce but dans le CCTP.

Les suspentes courtes et quasi verticales ne sont généralement pas sujettes aux vibrations. Celles-ci sont pourtant apparues par exemple sur le pont de Dömitz sous l'effet du vent et de la pluie par certaines conditions de vent, quand les gouttes d'eau accrochées aux câbles, du fait de la polarisation des molécules d'eau, se mettent à vibrer longitudinalement et entrent en résonance avec le câble. Le CSTB de Nantes a étudié ce phénomène pour le pont de Normandie et est en mesure de proposer des dispositifs aérodynamiques peu coûteux permettant d'empêcher le phénomène à son origine en cassant le filet d'eau qui vibre le long du câble par des gaines présentant des spirales avec un léger relief. Les dispositifs d'amortissement qui ont été mis en place après coup à Dömitz constituent l'autre type de solution possible; mais ils doivent être peu espacés car les fréquences concernées sont des harmoniques élevées, et ils sont peu esthétiques. Enfin, dans le cas où des vibrations apparaîtraient au pont de Saint-Gilles, il est possible de remplir de néoprène les tubes supérieurs qui traversent les arcs dans le but de constituer à peu

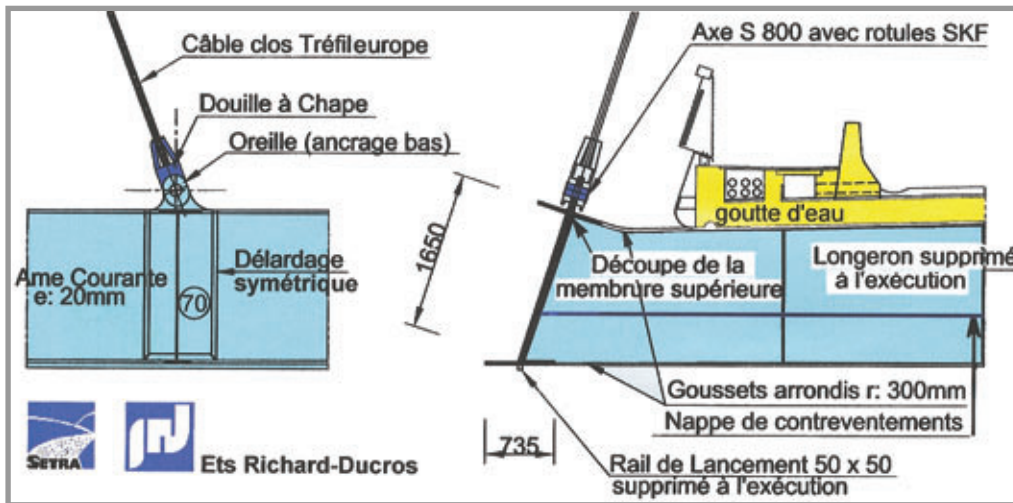


Figure 7
Détails des ancrages bas
des suspentes
Details of suspender arm
anchoring

Conception des suspentes rayonnantes

Les poutres tirants sont suspendues aux arcs par douze paires de suspentes inclinées en câbles. Il n'y a donc pas de paire de suspente à mi-portée car ces suspentes auraient été verticales, et donc singulières et peu esthétiques. Les suspentes sont rayonnantes, ce qui permet de standardiser les raidissements nécessaires aux ancrages supérieurs des haubans sur les arcs. Elles sont constituées de câbles clos classiques à fils individuellement protégés par galvanisation, profilés en Z pour les couches externes.

La mise en tension des suspentes retenues peut si nécessaire se faire par le haut avec précision en contrôlant l'allongement des câbles en cours de mise en tension. En fait, la tension à mettre en œuvre sur la charpente métallique seule avant le montage n'est que de quelques tonnes. Le contrôle extérieur peut être mis en œuvre par la méthode des cordes vibrantes après la pose des dalles préfabriquées et avant leur clavage.

Les suspentes retenues sont, comme prévu dans le dossier de consultation des entreprises, de type clos par trois couches de fils Z avec un diamètre nominal de 63 mm. Les câbles fournis par Tréfileurope n'ont pas été fabriqués spécialement. Pour des raisons de disponibilité, certaines suspentes

de frais un dispositif amortisseur qui ne modifierait pas l'aspect esthétique de l'ouvrage. Le réglage des suspentes rayonnantes ne résulte pas de calculs très sophistiqués. Elles sont mises en place avec une tension de quelques tonnes sur la charpente seule à la fin de l'assemblage sur remblai. La répartition des efforts qui en résulte reste excellente en raison de la géométrie de l'ouvrage à suspentes rayonnantes. La contreflèche de fabrication du tirant tient compte de ce phasage de construction. Les moments fléchissants dans l'arc demeurent réduits ; ils sont dus à la courbure de l'arc et à l'effort normal constant qui le traverse. La contreflèche de fabrication à donner aux arcs ne remet pas en cause le principe de la forme circulaire des arcs : seul le rayon est très légèrement affecté. De plus, la géométrie rayonnante des suspentes permet de standardiser les ancrages supérieurs avec les raidissements correspondants à prévoir dans les arcs. Ces dispositions originales ont été imaginées pour faciliter la fabrication des arcs.

Les ancrages supérieurs des suspentes sur les arcs

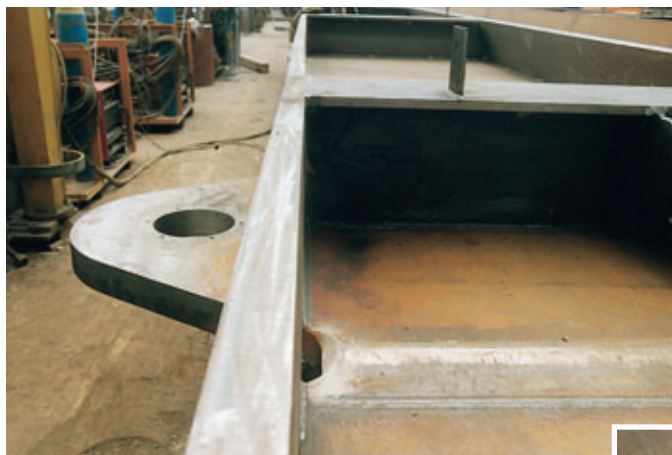
Les ancrages supérieurs sont des ancrages actifs. En effet, des ancrages actifs en partie basse auraient nécessité des dispositifs lourds à ridoir manœuvrable par vérin comme ceux de Saint-Nazaire, trop coûteux et inutiles pour le pont de Saint-Gilles. Comme nous l'avons précédemment souligné les ancrages supérieurs sont extérieurs à l'arc afin d'en faciliter la visite et l'entretien. Il eût été possible, mais plus coûteux et inutile de les cacher à l'intérieur des caissons. La position de ces ancrages coïncide avec celle des butons entre les arcs et le fait qu'ils soient visibles peut facilement devenir un avantage sur le plan esthétique avec la mise en œuvre d'un capot cylindrique.

Les tubes sont bien sûr maintenus à l'intérieur du caisson par un raidisseur diaphragme. Pendant le montage, leur diamètre doit être suffisant pour laisser le passage à la douille fileté du culot supérieur.

Rappelons enfin que si des vibrations des suspentes se manifestaient, ou si des oiseaux venaient nicher dans ces tubes laissés finalement ouverts en partie basse, il est possible de les remplir de néoprène dans le but de constituer à peu de frais un dispositif amortisseur qui ne modifierait pas l'aspect esthétique de l'ouvrage.

Les ancrages inférieurs des suspentes sur les tirants

Les ancrages inférieurs sont des douilles à chape pour ancrages passifs. Elles subissent un traitement thermique de détensionnement à 600 °C. Elles transmettent directement l'effort de traction



Photos 2 et 3
Détails
de l'oreille d'ancrage
des suspentes
Details of suspender
anchoring lug

aux âmes des poutres tirants par l'intermédiaire de pièces d'ancrage monolithiques toutes identiques ; de 70 mm d'épaisseur ces dernières traversent les membrures supérieures des poutres tirants de rigidité par des perçages. Ces pièces sont calculées selon l'Eurocode 3 partie 1. L'assemblage entre la douille à chape et la pièce monolithique est réalisé par un axe en acier inox Z6-CND 16.05.01 de 900 MPa de limite d'élasticité, conformes à la norme EN 10088-3. Après un traitement thermique à cœur, la résistance aux chocs des axes est caractérisée par un coefficient de résilience Kcv supérieur à 28 joules à - 20 °C. Le choix de ces matériaux proposés par l'entreprise Richard-Ducros a fait l'objet de l'accord du LCPC. Enfin, cette liaison est assurée par l'intermédiaire d'une articulation SKF sphérique du type ES-2RS qui empêche que des moments fléchissants parasites soient enfermés de façon permanente dans l'assemblage (figure 7).

Les pièces monolithiques de 70 mm d'épaisseur sont dessinées pour éviter les concentrations de contraintes avec des délardages aux pentes réglementaires du rabotage de tôles (1 pour 4) à la liaison avec l'âme courante de 20 mm d'épaisseur. La géométrie de l'oreille est conforme aux exigences de l'Eurocode 3, de même que l'épaisseur de la pièce monolithique. La pièce de 70 mm d'épaisseur constitue pour la membrure supérieure du tirant un point dur où risquent d'apparaître des concentrations de contraintes pouvant initier des problèmes de fatigue dans la membrure supérieure du tirant. Cette dernière joue en effet aussi le rôle de poutre de rigidité et est le siège de variations de contraintes sous efforts locaux. De ce fait, on a prolongé la pièce monolithique par des goussets arrondis pour mieux canaliser les contraintes longitudinales en évitant toute modification brutale de section génératrice de concentrations de contrainte (photos 2 et 3).

Les poutres tirants

Ces poutres en traction équilibrent la compression des arcs dans le sens longitudinal. Elles sont en forme de I reconstitués soudés dont la hauteur des âmes est de 1,65 m. Les âmes des poutres tirants



Photo 4
Maquette du nœud d'about ayant permis sa conception
Model of end node used for its design



Photo 5
Montage à blanc de certains éléments de charpente à Alès
Trial set-up of certain structural elements in Alès

sont dans le plan des arcs. La trace des membrures supérieures est perpendiculaire à ce plan. Les membrures inférieures sont en revanche horizontales, ce qui permet de simplifier les assemblages et de réduire les coûts. En partie courante, les deux poutres tirants sont reliées par des pièces de pont de même hauteur espacées d'environ 4 m. Les pièces de pont supportent seules la dalle, avec la chaussée et les équipements. Les points d'attache des membrures des pièces de pont aux membrures des tirants ont été vérifiés vis-à-vis de la fatigue, et pour transmettre les cisaillements liés à un cas de charge excentré type MC 120. Ils sont munis de goussets de 150 mm de rayon. Les soudures de liaison sont à pleine pénétration.

Les efforts en phase de lancement déterminent la raideur et la hauteur des poutres tirants longitudinales. Par ailleurs, ces poutres répartissent les charges locales appliquées sur le tablier entre les différentes suspentes en évitant qu'une suspente directement soumise au poids de plusieurs camions ne soit tendue de façon trop importante. En statique et en fatigue, ces poutres de rigidité fonctionnent en reprenant les efforts locaux de flexion pour éviter qu'ils ne se reportent dans l'arc par l'intermédiaire des suspentes. Les moments fléchissants se répartissent en effet, entre l'arc et la poutre tirant en fonction de leurs raideurs relatives. On comprend alors facilement que c'est à la source, dans les poutres en I des tirants, que la reprise de ces efforts est la moins coûteuse.

De plus, un pont en bow-string qui doit porter des charges roulantes d'exploitation ne peut pas fonctionner uniquement par effet d'arc, et doit avoir une rigidité de flexion. Celle-ci peut être disposée au choix dans le tirant ou dans l'arc, ou bien encore être obtenue par une triangulation de suspentes. Nous avons choisi des poutres de rigidité plutôt que des haubans croisés comme pour le pont-rail du Moulin. Les haubans croisés offrent une solution élégante pour un ouvrage en béton précontraint coulé en place sur cintre, car elle autorise alors un tirant en béton précontraint d'une grande finesse. Mais le recours pour Saint-Gilles aux haubans croisés ne permet pas de réduire la hauteur de poutres dimensionnées par la fatigue et le lançage. Il multiplie en revanche le coût des ancrages, et des suspentes sollicitées en fatigue. Enfin, les poutres de rigidité permettent sans surcoût d'accepter le passage des charges militaires MC 120 du règlement français Titre II, encore en application en 1998. De ce fait la structure supporterait probablement facilement les charges de l'Eurocode 1 qui ne faisaient pas alors partie du cahier des clauses du marché.

Lors des études d'exécution, les longerons ont été enlevés, conformément à la proposition technique remise dans l'offre des entreprises. Des contreventements ont été en revanche laissés en place de façon définitive sur l'ouvrage. Sans être indis-

pensables pour la stabilité générale de l'ouvrage, ils présentent de nombreux avantages :

- ◆ ils permettent d'augmenter l'hyperstaticité du tirant. Ceci confère à l'ouvrage une redondance structurelle en cas d'événement accidentel, comme un choc de péniche ;
- ◆ en renforçant la raideur de torsion, ils permettent aussi de diminuer les variations de contraintes dans les membrures du tirant, ce qui augmente sa durée de vie en fatigue. En conséquence, celle-ci resterait justifiée même si le trafic réel était supérieur au trafic prévu.
- ◆ enfin, les contreventements permettent de remplacer les longerons prévus dans le projet initial, pour répartir les efforts de glissement qui s'échangent entre les poutres tirants et la dalle. En l'absence de contreventements et de longerons, les extrémités des pièces de pont mixtes seraient fortement sollicitées par ces glissements. On pourrait alors craindre à terme une fissuration du béton et des désordres dans les joints de clavage et de connexion des dalles au droit des pièces de pont.

Les nœuds d'about de liaison entre arcs et tirants

Les âmes centrées des poutres tirants en I remontent localement dans les naissances des arcs. De plus, les arcs sont aussi ancrés sur des entretoises d'about en caisson qui jouent le rôle de tirants dans le sens transversal.

La liaison entre l'arc et le tirant est une pièce complexe, fortement sollicitée. La position des appareils d'appui correspond presque exactement à l'intersection des lignes d'épure de l'arc et du tirant. Des calculs fins ont montré que des appareils d'appui légèrement excentrés à l'intérieur de la travée de l'arc autoancré réduisent les moments fléchissants dans la zone du nœud.

La conception de détail des nœuds d'about doit être simple, dans le but de faciliter la fabrication. Il faut aussi faire en sorte que les différentes pièces s'ajustent sans excentrement et même sans cassures angulaires qui seraient préjudiciables à la bonne tenue des assemblages vis-à-vis des sollicitations en fatigue. Avec la conception proposée, il n'y a plus d'opposition entre ces divers impératifs de simplicité et de durabilité vis-à-vis de la fatigue (photo 4 et figures 8 et 9).

L'ensemble du nœud peut être assemblé en usine autour d'une âme centrale de 35 mm d'épaisseur qui assure la continuité mécanique du nœud. Cette disposition permet d'assurer un fonctionnement mécanique sain grâce à l'âme centrale ; elle a été reprise pour la passerelle piétonne de Montigny-les-Cormeilles. Les efforts de compression dans les flancs latéraux des arcs doivent donc pouvoir être transmis progressivement à l'âme centrale avant le nœud de liaison. Il en est en partie de même des efforts normaux portés par la mem-

brure supérieure de l'arc. Cependant la compression de la membrure supérieure de l'arc est transmise pour une grande part aux appareils d'appui par les raidisseurs sur appui. Ceux-ci présentent une cassure angulaire au droit du franchissement de la membrure supérieure du tirant, car ils y convertissent une partie de l'effort normal de la membrure supérieure du caisson en traction dans le tirant. La membrure inférieure de l'intrados de l'arc équilibre directement sa compression en l'ancrant sur la membrure supérieure de la poutre tirant.

Une première phase de conception sur une maquette en carton, a permis de définir une géométrie permettant de concilier les impératifs précédemment cités, avec la nécessité de faciliter la visite et l'entretien dans l'avenir. Les nœuds d'about ont fait ensuite l'objet au Setra d'une modélisation aux éléments finis par le programme SYSTUS. Le calcul a permis de régler avec précision l'angle à donner aux cassures angulaires des raidisseurs pour assurer une transmission directe des efforts.

Réalisation du nœud en usine par soudage

Les assemblages soudés des tôles des arcs mises en œuvre au droit du nœud d'about sont conçus pour donner priorité aux tôles tendues. En d'autres termes, les tôles tendues traversent les autres tôles comprimées par les ouvertures qui y sont découpées. Une grande partie des assemblages soudés du nœud de liaison entre l'arc et le tirant sont constitués de cordons d'angle. Ces connexions n'ont en effet à transmettre que des cisaillements parallèles à la direction du cordon. En revanche, les liaisons entre certains éléments ne peuvent se concevoir qu'en pénétration totale pour assurer la continuité de l'acier là où les efforts ne seraient pas transmis par cisaillements parallèles au cordon (photo 5).

De plus, dans la zone locale de l'assemblage des nœuds d'about, le flanc intérieur de l'arc et l'âme centrale du nœud sont en tout état de cause des tôles d'acier vérifiées localement en utilisant les ultrasons pour s'assurer que ces tôles ne présentent pas de défaut.

Ces tôles en acier S 355 N présentent un taux de soufre très bas, et une garantie de striction dans le sens de l'épaisseur pour résister vis-à-vis de sollicitations de traction par le travers. En fait, on a considéré que les tôles utilisées sont comparables à celles de la norme EN 10164 qui définit les tôles de qualité Z25.

Enfin, les liaisons principalement sollicitées par les charges d'exploitation sont à soudures à pleine pénétration ce qui permet d'améliorer le classement des assemblages vis-à-vis du risque de fissuration par fatigue. Les soudures à pleine pénétration permettent notamment le contrôle efficace des sou-

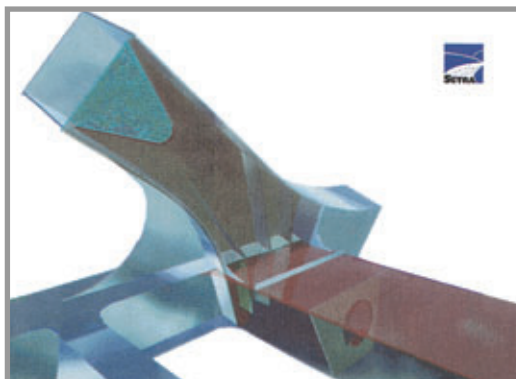


Figure 8
Vue schématique
d'un nœud d'about
*Schematic view
of an end node*

dures des attaches essentielles pour la durabilité de l'ouvrage.

Caisson transversal d'about

Dans le sens transversal, les nœuds d'about sont liés par un caisson tendu de grandes dimensions. Ces dimensions sont imposées par la géométrie générale du tirant et de l'arc qu'il épouse pour reprendre les efforts de traction à équilibrer exactement là où ils apparaissent. La face intérieure du caisson est inclinée, tandis que la face externe la plus proche de l'about du pont est verticale.

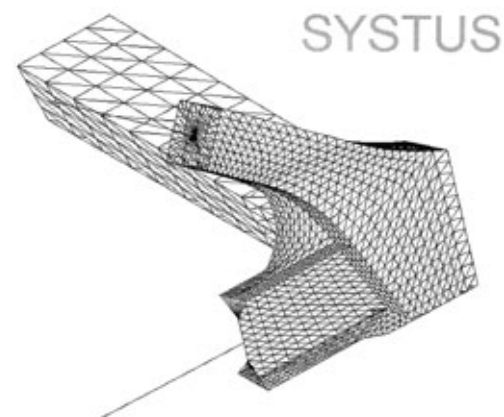
Ses dimensions confèrent au caisson une grande rigidité de torsion. Les différents éléments du cadre d'about que constitue le caisson avec les pieds des arcs ont aussi, en flexion, des rigidités comparables. Ce cadre doit en effet résister aux efforts du vent. Enfin, ces pièces ne risquent pas de vibrer à l'entrée sur le pont des essieux de camions.

Les dimensions des deux caissons d'about les rendent de plus visitables, ce qui est important pour permettre sa réalisation par assemblages soudés, et pour faciliter l'entretien ultérieur en permettant l'accès pour la visite et l'entretien aux pieds des assemblages des montants sur appui.

Enfin, le dernier rôle de la membrure supérieure de ce caisson est d'attacher les efforts de retrait de la dalle de béton armé qui ne pourraient pas être ancrés dans une pièce de pont courante. Ces efforts d'ancrage du retrait sont ainsi transmis directement à la membrure supérieure du tirant, les deux membrures étant soudées bout à bout par des liaisons à pleine pénétration avec goussets arrondis de 300 mm de rayon.

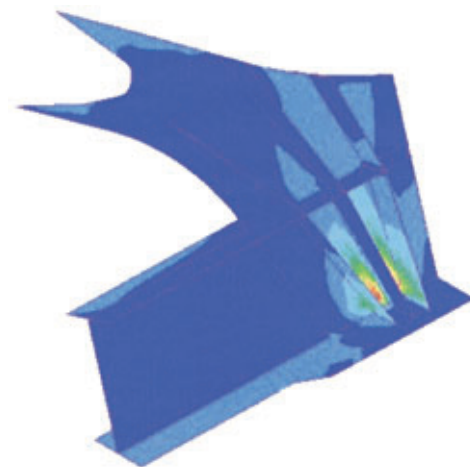
■ MONTAGE

Sur chantier, on construit d'abord les culées, et la pile culée rive gauche. Lors de la fabrication en atelier, les éléments constitutifs ont été présentés à blanc par phases. A cette occasion, un clamage est mis en œuvre, qui permet de retrouver ensuite sur chantier la géométrie théorique de la structu-



Figures 9a et 9b
Maillage et résultats du calcul d'un nœud
aux éléments finis

*Meshing and results
of finite-element node calculations*



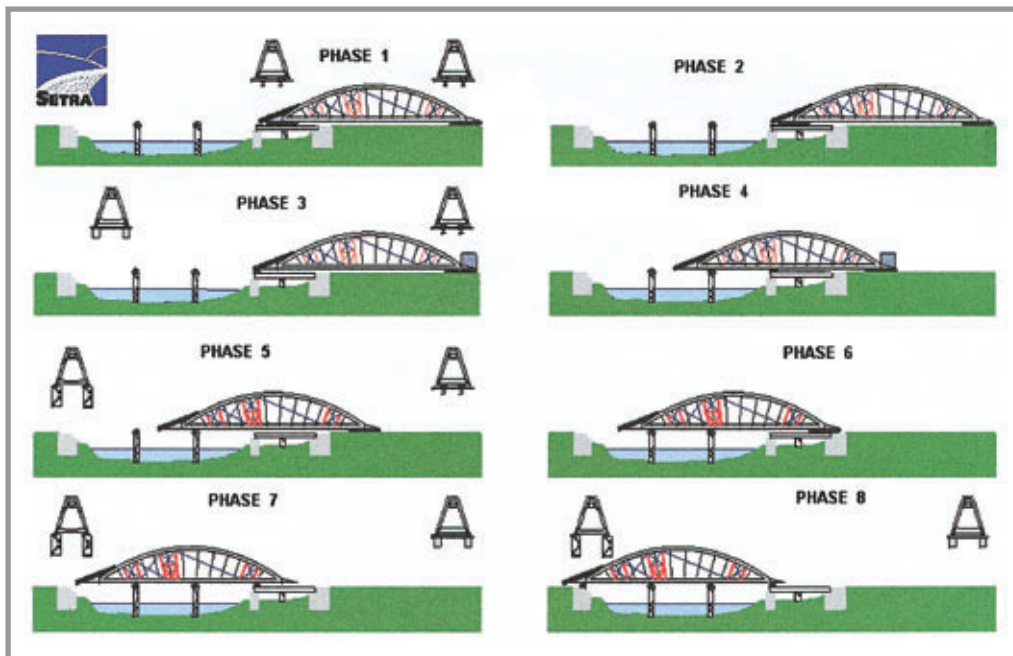


Figure 10
Phases de montage prévues au DCE

*Assembly phases specified
in the call for tenders*



Photo 6
Maquette de l'ouvrage
ayant facilité la mise au point
du montage

*Model of structure
used to facilitate erection*



re. L'ossature métallique de l'arc autoancré est alors assemblée en rive gauche où une aire de plus de 120 m de longueur doit être aménagée. L'assemblage en rive droite est en effet rendu impossible par la mauvaise qualité du sol et par le manque de place.

On assemble d'abord les poutres tirants, puis vient ensuite la mise en place des nœuds d'about avec des tronçons d'arcs de 30 m environ. Les arcs sont supportés provisoirement par des palées reposant sur la charpente, ce qui évite des déformations en cas de variation de la température (figures 10, 11 et photo 6).

Les suspentes sont ensuite installées et mises en légère tension. On procède alors à la mise en œuvre de renforcements provisoires transformant la structure en treillis. Cette étape indispensable permet le lancement du tablier, dans des conditions d'appuis avec un porte à faux, sans danger pour la structure. Ainsi équipée, elle est alors lancée depuis la rive gauche selon le principe suivant :

- ◆ l'ouvrage est d'abord équipé de chaises à galets retournées à l'avant et à l'arrière. La structure bow-string peut progresser ainsi sur des chemins de roulement aménagés sur le remblai et sur la dalle du tablier d'accès;

- ◆ à partir de l'instant où l'avant de l'ouvrage atteint la pile P1, il roulera à l'avant sur des chaises à galets prenant appui tour à tour sur la pile et sur chacune des deux palées provisoires.

Le lancement utilise donc deux palées provisoires, battues dans la rivière. Elles sont disposées dans l'axe des piles de l'actuel pont Bailey, à 40 et 80 m de la pile P1. L'arrière de l'ouvrage reste constamment équipé de chaises retournées roulant sur le

chemin aménagé sur remblai et sur dalle. En fin de lancement, l'ouvrage est descendu aux niveaux définitifs par vérinages successifs. Pendant ces opérations, on procède au retrait des renforcements provisoires.

Enfin, la dalle de couverture en éléments préfabriqués est posée. Les joints de deuxième phase sont ensuite coulés. La dalle de béton armé n'est donc pas sollicitée par la traction du fonctionnement général sous l'effet de son propre poids (figure 11).

■ LA DALLE

L'épaisseur du hourdis soutenu par pièces de pont tous les 4,29 m est de 0,25 m. Cette épaisseur est nécessaire parce que la dalle est tendue sous charges d'exploitation. Elle permet l'application des recommandations pour le contrôle de la fissuration des dalles d'ossatures mixtes acier-béton, publiées par le Setra. Comme dans le cas du pont de la Croix-Verte en Avignon, l'espacement des pièces de pont d'extrémité est réduit à seulement 3 m environ de la première pièce de pont courante, ceci pour le bow-string comme pour la travée d'accès. C'est en effet dans cette zone d'about que les charges locales sollicitent une dalle sur pièces de pont de la façon la plus agressive.

Pour ne pas être tendue sous la charge permanente de son propre poids, la dalle est réalisée par éléments préfabriqués. Sous charges d'exploitation les contraintes de traction restent limitées dans la dalle à 5 MPa aux ELS rares et 3 MPa aux ELS fréquents. Ces niveaux de contraintes demeurent ceux que l'on rencontre de façon ordinaire dans les ponts en ossature mixte acier-béton dans les zones de moments négatifs. Le contrôle de la fissuration est de ce fait obtenu par un ferrailage passif longitudinal de 1,5 %. Il est continu par des boucles au droit des joints entre les dalles préfabriquées. Les aciers utilisés sont impérativement de diamètre réduit de 16 mm, pour deux raisons. D'une part, les aciers de petit diamètre sont plus efficaces pour contrôler la fissuration, et d'autre part, le diamètre de pliage des aciers HA 16 est compatible avec les dimensions de la dalle de 25 cm d'épaisseur et avec des épaisseurs d'enrobage suffisantes de 35 mm. Avec ces précautions, la précontrainte longitudinale de la dalle n'est pas nécessaire. Les armatures longitudinales encadrent les armatures transversales dans le bow-string, mais cette disposition est évidemment inversée pour la travée isostatique d'accès dont le béton et les armatures longitudinales sont comprimés. Dans la travée d'accès, les armatures transversales encadrent donc les armatures longitudinales.

Les joints sont à ferrailage passif continu avec boucles, sans diminution locale de l'épaisseur de la dalle. Les mêmes éléments pourront être utilisés sur les tirants de l'arc et dans la travée d'ac-

cès. Pour faciliter la pose des dalles préfabriquées, la solution de base consistait à prévoir des dalles paires et impaires dont les ferrillages longitudinaux respectifs seront décalés de 5,5 cm. Des joints en élastomère seront interposés entre les éléments de dalle préfabriquée et les pièces de pont pour protéger la peinture localement des éraflures durant la pose et pour contenir les coulures du mortier de pose. Les longerons prévus dans le dossier de consultation des entreprises ont été abandonnés car les entreprises ont proposé en variante, des techniques de manutention des dalles avec un chariot, qui permettent de s'en passer. Les joints de deuxième phase sont coulés avec un béton de composition simple, identique à celle utilisée pour les dalles préfabriquées de façon à permettre le meilleur accrochage. La haute résistance n'est pas du tout le but recherché pour la composition de ce béton. En revanche on cherchera à minimiser le retrait en diminuant au maximum la teneur en eau.

■ LA TRAVÉE D'ACCÈS

En rive gauche, une travée isostatique de 44,80 m de portée vient compléter le franchissement de la brèche. Les poutres de cette travée isostatique au 1/28° sont assez élancées. Cet ouvrage secondaire comporte deux poutres en ossature mixte acier-béton. Les tôles des membrures sont profilées en long. En rive gauche, côté Camargue, il s'appuie sur le massif de fondation de l'ancien pont suspendu.

Pour assurer la continuité visuelle, la hauteur des poutres est la même que celle des poutres tirants qui équilibrent les poussées des arcs dans la travée principale. Dans le même souci, on a choisi un entraxe important, de 11 m pour éviter de faire apparaître un décalage inesthétique entre les hauteurs des deux structures. Cette disposition permet aussi de standardiser le mode de réalisation des dalles des deux ouvrages (photo 7).

On a choisi des connecteurs comières sur les poutres principales pour éviter des "forêts" de goujons dans les lumières de connexion des dalles préfabriquées. En revanche, on a choisi des goujons pour assurer la connexion transversale des pièces de pont qui sont donc semblables à celles de la travée bow-string.

■ BIBLIOGRAPHIE

- ◆ Wallace, A.A.C. – "Le pont de Bonar Bridge en Ecosse" – *Acier-Stahl-Steel* n° 9, 1975.
- ◆ Virlogeux, M.; Marque, C.; Maury, Y. et al. – "Le pont-rail du Moulin" – *Revue Travaux*, octobre 1984
- ◆ Marque, C. – "Le pont de Hermalle". Compte rendu de la visite AFPC, 1987.



Photo 7
Types de connecteurs utilisés sur la travée d'accès
Types of connectors used on the access section

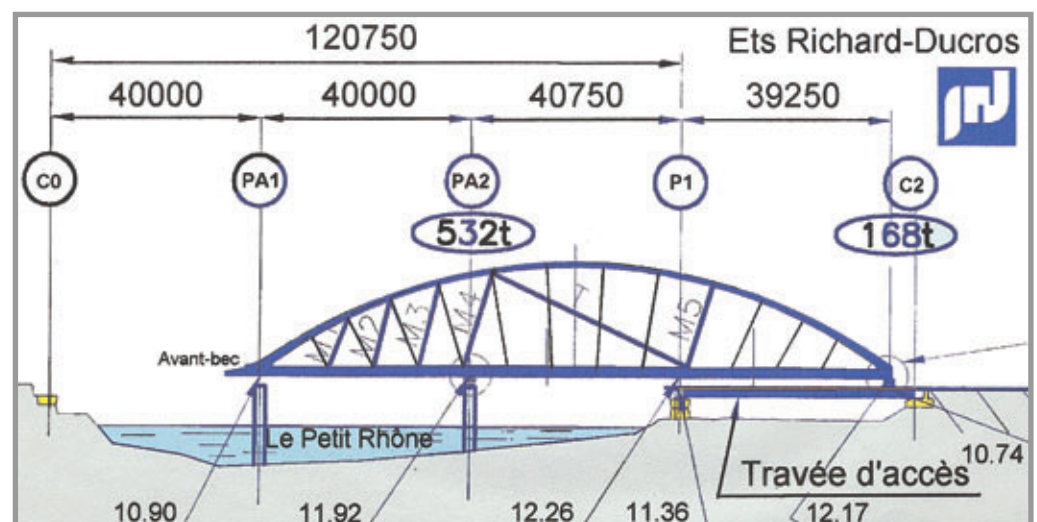
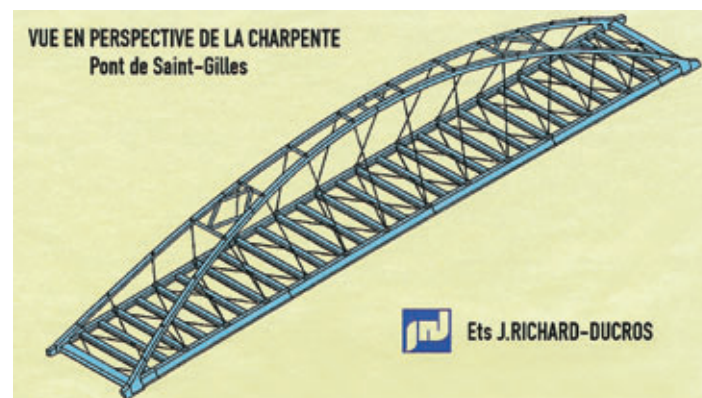


Figure 11
Phases de construction avec les dispositions prévues par l'entreprise
Construction phases with arrangements determined by the contractor



Vue générale de la charpente
General view of framework

- ◆ Ney, L.; De Ville de Goyet, V. et Maquoi, R. – "Etude du contreventement optimal des ponts bow-string" – *CTICM-CM* n° 3, 1990.
- ◆ Yoshikawa, O. – "Construction of the Shinhamadera Bridge" – *Stahlbau*, Heft 5, 1993.
- ◆ Luesse, G. et al. – "Le pont de Dömitz sur l'Elbe" en langue allemande – *Projet pour la Consultation des entreprises, Bauingenieur*, n° 67, 1992 – *Etudes d'exécution et Travaux, Bauingenieur*, n° 68, 1993 – Vibrations des suspentes dues à

l'effet conjugué du vent et de la pluie – *Stahlbau*, Heft 3, 1996.

◆ Abel, Hélène ; Virlogeux, M. ; Outerryck, C. et al. – "Le pont de Saint-Gilles : Projets de pont à haubans" – XII^e congrès de la FIP à Washington – *La technique française du béton précontraint*, 1994.

◆ Berthelley, J. – "Reconstruction du pont de Saint-Gilles sur le Petit-Rhône" – revue *Ouvrages d'Art* du Setra n° 25, novembre 1996.

◆ Virlogeux, M. – "Design construction of the Normandie Bridge" – XII^e congrès de la FIP à Washington – *La technique française du béton précontraint* – 1994.

◆ Virlogeux, M. – "Design of cables for cable-stayed bridges : the example of the Normandie Bridge" – Liège, Symposium on cable Dynamics, octobre 1995.



Vue artistique de l'ouvrage terminé
Artist's view of the completed structure

ABSTRACT

The construction of the Saint-Gilles bridge over the Petit Rhône

Various authors

Located between the Gard and the Camargue regions, the Saint-Gilles Bridge, initially designed to be a cable-stayed structure in prestressed concrete, will finally be of the composite steel-concrete bowstring type. This structure, which offers the same functional advantages as the cable-stayed bridge, is moreover insensitive to settlement. With its smooth forms, it blends easily within the plain landscape. The team formed by Setra and the architect for the bowstring was given a complete mission by the DDE (Departmental Directorate of Infrastructures), ranging from design up to the preparation of very detailed plans for the call for tenders. Among the technical options determined primarily by the requirements of the client, they sought to facilitate inspection and maintenance, particularly as concerns the end nodes and the anchoring of suspenders, which had to be simple and easy to access. The completion of the work by the consortium of Berthouly and Richard-Ducros confirmed the competitiveness of this type of structure for crossings of 100 to 200 m without any intermediate support. The framework elements of this bridge, of great architectural quality, are manufactured at the Richard-Ducros plant in Ales.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Neubau der Saint-Gilles-Brücke über die Petit Rhône

Verschiedene Verfasser

Die das Departement Gard und die Camargue verbindende Saint-Gilles-Brücke, die ursprünglich als Schrägseilbrücke aus Spannbeton gebaut werden sollte, wird schließlich ein Bow-string-Bauwerk in kombinierter Stahl-Beton-Struktur sein. Diese Technik beinhaltet die gleichen funktionalen Vorteile wie eine Schrägseilbrücke und ist darüber hinaus Senkungsercheinungen gegenüber unempfindlich. Mit ihrer sanften Formgebung gliedert sie sich harmonisch in die durch weite Ebenen charakterisierte Landschaft ein. Die aus dem Bauunternehmen Setra und dem Bow-string-Architekten gebildete Arbeitsgemeinschaft ist von der Baubehörde mit der kompletten Aufgabenteilung für das Projekt beauftragt worden, d.h. von der Konzeption bis hin zur Ausarbeitung der Detailzeichnungen für die Ausschreibung. Die technischen Ent-

scheidungen wurden in erster Linie vom Kundenbedarf geleitet : beispielsweise sind die Voraussetzungen für Inspektions- und Wartungsbegehungen besonders günstig, vor allem an den kopfseitigen Schnittpunkten der Stabachsen, und die Hängerverankerungen sind einfach und zugangsfreundlich gestaltet. Die Abwicklung des Bauwerkes wird zur Zeit von der aus den Unternehmen Berthouly und Richard-Ducros bestehenden Arbeitsgemeinschaft realisiert. Hierbei zeigt sich noch einmal deutlich die Wettbewerbsfähigkeit dieses Strukturtyps für 100 bis 200 m lange Überquerungen ohne Zwischenträger. Die architektonisch anspruchsvollen Stahlbaukomponenten dieser Brücke werden im Werk Alès der Firma Richard-Ducros gefertigt.

RESUMEN ESPAÑOL

La reconstrucción del puente de Saint Gilles en el Pequeño Ródano

Diversos autores

El puente de Saint Gilles, situado entre el Gard y la Camarga, que inicialmente estaba proyectado para una construcción de tipo puente de tirantes de hormigón armado, será finalmente del tipo bow-string mixto, de acero y hormigón. Esta estructura, que presenta las mismas ventajas funcionales que el puente de tirantes es, además, insensible a los asentamientos y con sus formas suaves se adapta perfectamente al paisaje de las planicies. El equipo de trabajo, formado por el Setra y el arquitecto para el bow-string ha recibido por parte de la Delegación regional del Ministerio de Obras Públicas una misión consistente en el estudio completo que da comienzo por el diseño hasta el perfeccionamiento final de los planos sumamente detallados para la licitación. En las opciones técnicas, orientadas ante todo habida cuenta de las prescripciones del cliente, han tratado, por ejemplo de facilitar las visitas de inspección y de mantenimiento, y básicamente, por lo que se refiere a los nudos de extremo, y a los anclajes de las suspensiones, que intencionalmente, se han deseado sencillos y fáciles de acceso. La ejecución de esta obra actualmente en curso por la agrupación de las empresas constructoras Berthouly y Richard-Ducros, viene a confirmar la competitividad de este tipo de estructuras para los vanos de 100 a 200 m que se han de salvar sin apoyos intermediarios. Los elementos de estructura de este puente de gran calidad arquitectónica, se producen en la fábrica de Richard-Ducros, de Ales.

Les ouvrages poussés du nœud autoroutier A19 (Sens - Courtenay) – A6 (Paris - Lyon)

Le barreau autoroutier A19, Sens-Courtenay, relie les autoroutes A5 (Paris-Sens-Troyes) et A6 (Paris-Lyon). C'est un maillon de l'autoroute A19 Sens-Orléans qui s'insère dans une grande liaison transversale entre l'est et l'ouest de la France. Il s'inscrit également dans le cadre d'un itinéraire de délestage par l'autoroute A5 d'une partie du trafic de l'autoroute A6 en provenance de la Vallée du Rhône et à destination de Paris-Est et Paris-Nord.

Le nœud autoroutier A19 - A16 constitue un élément majeur de l'autoroute A19, car il permet tous les échanges entre Sens et l'A6, Paris - Lyon. Complété en 2^e phase, il assurera à terme tous les échanges en provenance d'Orléans via l'A10 ou de Montargis via l'A77.

Sa conception a impliqué la construction de trois passages supérieurs, un passage inférieur, et le raidissement des perrés de trois passages supérieurs existants sur l'A6. Cet article est consacré plus particulièrement à la conception et à la réalisation des deux ouvrages poussés au-dessus de l'autoroute A6 au niveau des bretelles Sens-Lyon, Paris et Sens. La réalisation de ces ouvrages compte tenu de leur géométrie particulière a nécessité la mise en œuvre de solutions et procédés originaux.

LES FONCTIONNALITÉS DU NŒUD AUTOROUTIER A19 - A6 ET PHASAGES DE CONSTRUCTION

Deux phases de construction ont été imaginées :

- ◆ 1^{re} phase : échanges entre le barreau Sens-Courtenay et l'autoroute A6 et sortie à Courtenay via la RN60 ;

- ◆ 2^e phase : échanges complets entre A19 Sens-Orléans et A6 Paris-Lyon et sortie à Courtenay sur la RN 60.

Dans ces deux phases les échanges suivants sont assurés :

- ◆ 1^{re} phase (mise en service novembre 1997) (figure 1) : Lyon – Sens (PS 301) ; Sens – Lyon (PS 300 et PI 302) ; Sens – Paris ; Paris – Sens (PS 304) ; sortie diffuseur actuel de Courtenay ;

- ◆ 2^e phase : Lyon – Sens ; Sens – Lyon ; Paris – Sens ; Sens – Paris ; Orléans – Lyon ; Lyon – Orléans ; Orléans – Paris ; Paris – Orléans ; sortie vers Courtenay sur RN 60.

Le diffuseur actuel sera reconstruit au-delà de l'A6 sur l'A19 Courtenay – Orléans.

En première phase, afin d'assurer la sortie sur Courtenay par le diffuseur existant sur l'A6, il a été créé une collectrice qui reçoit les flux de circulation venant de la bretelle Sens – Paris et ceux venant de Lyon vers le diffuseur de Courtenay. La collectrice réalisée en parallèle de l'A6 en est séparée par une glissière béton DBA. Cette collectrice est à deux voies jusqu'à la bretelle de sortie, soit en-

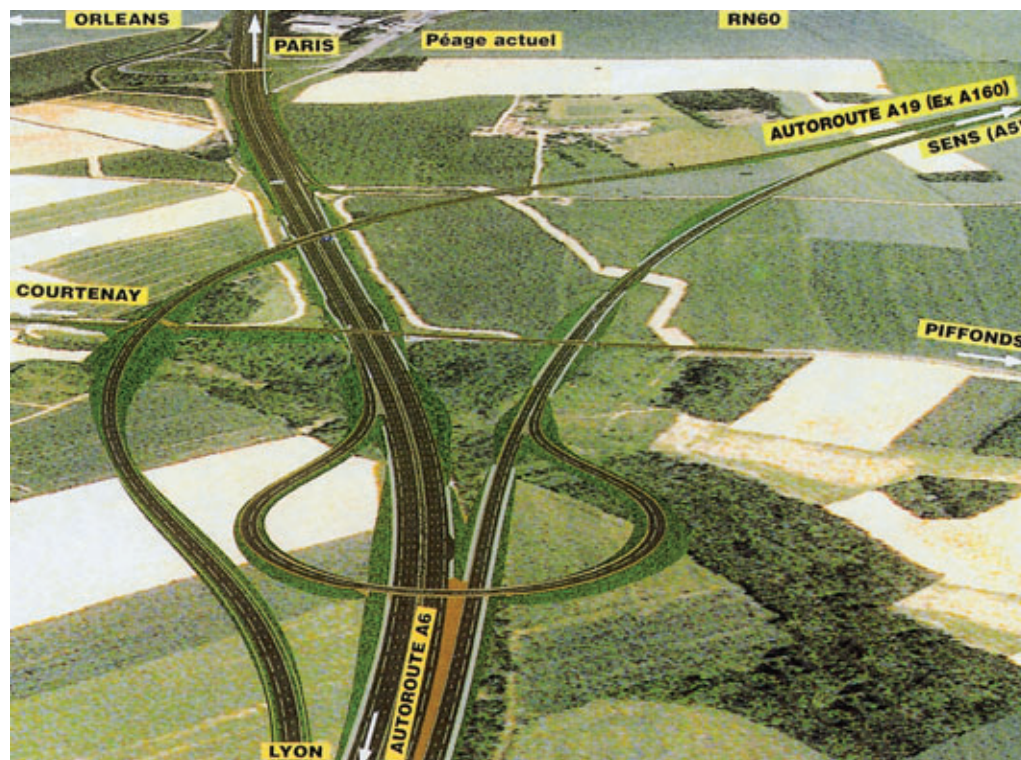


Figure 1
Les fonctionnalités du nœud autoroutier
Functionalities of the motorway node

viron sur 300 m, puis c'est une succession de biseaux avec la bretelle d'entrée du diffuseur en direction de Paris et l'insertion sur l'A6. L'entrecroisement des deux flux sortants et entrants a été admis sur la collectrice, compte tenu de sa longueur.

La construction de la 1^{re} phase a nécessité la créa-

Albert Guenoun

EXPERT À LA DIRECTION TECHNIQUE
(EX. CHEF DE LA DIVISION TRAVAUX A 19)
Scetauroute

Antoine Rage

INGÉNIEUR TRAVAUX
Scetauroute

Maurice Bonnot

DIRECTEUR BUREAU D'ÉTUDES
ETP

Nicolas Tennevet

INGÉNIEUR STRUCTURES
ET MÉTHODES
Dalla Vera

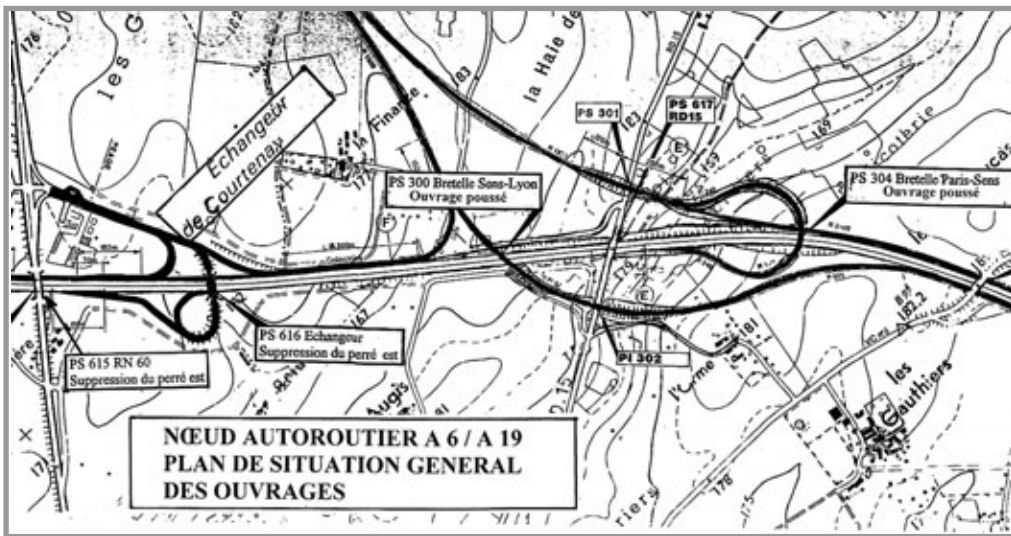
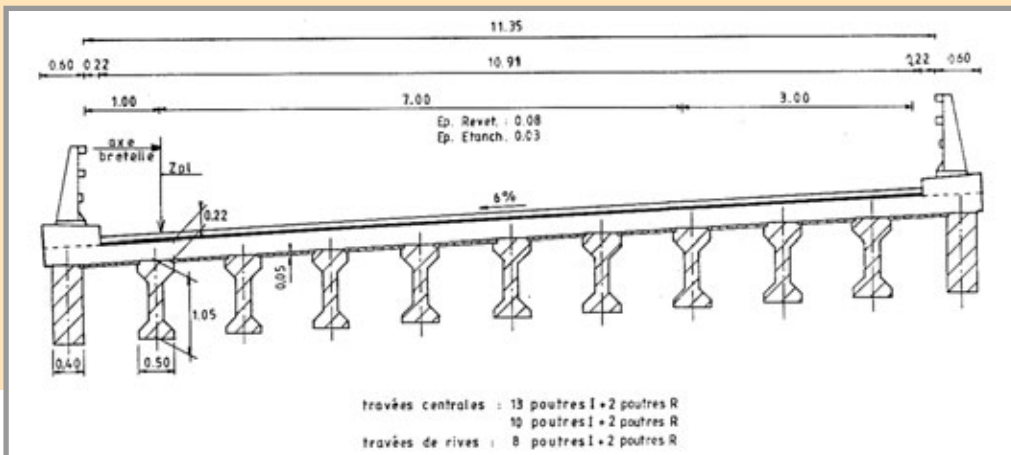
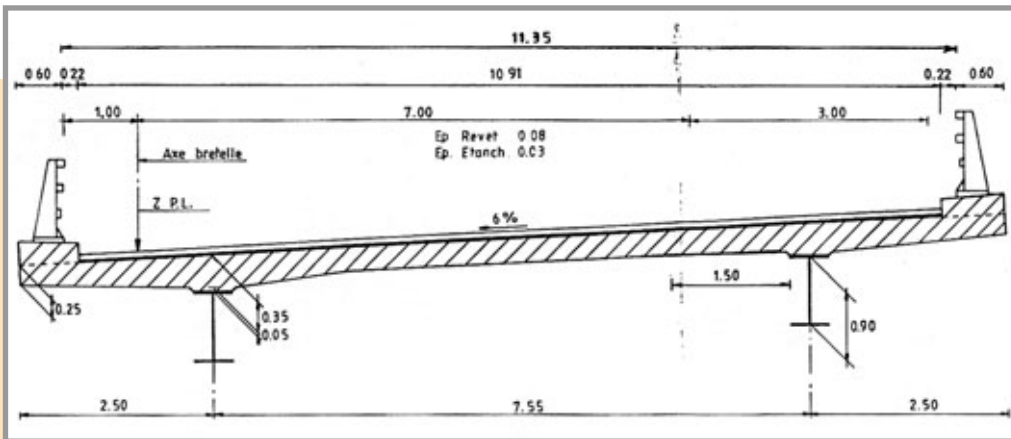


Figure 2
Nœud autoroutier A6 - A19.
Plan de situation des ouvrages
A6 - A19 motorway node.
Location of structures



Figures 3 et 4
PS 300. Les différentes solutions
de structure de tablier envisagées,
bipoutres (en haut) et PRAD (poutres
préfabriquées précontraintes
par adhérence) en bas
Overpass PS 300. The different solutions
considered for the deck structure,
dual girder (above) and pre-tensioned
girder (below)



tion de trois PS dont deux poussés au-dessus de l'A6 et d'un PI ainsi que la modification des perrés de trois PS existants sur l'A6 pour réaliser les bretelles Sens-Lyon, Lyon-Sens, la collectrice et les biseaux d'insertion en direction de Paris (figure 2). La construction de la 2^e phase impliquera la construction minimum de quatre ouvrages supplémentaires pour assurer tous les échanges.

■ LE PROJET DES OUVRAGES

Géométrie générale des ouvrages poussés au niveau de l'avant-projet

Les deux PS qui ont été poussés au-dessus de l'autoroute A6 présentaient au niveau de l'avant-projet, la géométrie générale suivante ; à savoir pour le PS 300 brette Sens - Lyon :

- ◆ rayon en plan : 665 m ;
- ◆ biais : 51,18 grades par rapport à l'axe de l'A6 ;
- ◆ longueur : 83,80 m ;
- ◆ pente montante en PL : 0,2 % ;
- ◆ dévers transversal moyen : 6 % ;
- ◆ quatre travées : 18 m - 26,10 m - 22,70 m - 17 m ;
- ◆ largeur entre nu de garde corps BN4 : 11,35 m ;
- ◆ largeur de chaussée : 7 m ;
- ◆ BAU : 3 m ;
- ◆ BDG : 1 m.

L'autoroute A6 devait être élargie de 5,25 m pour introduire le biseau de sortie sous l'ouvrage, d'où la travure dissymétrique.

Pour le PS 304 brette Paris - Sens - Lyon :

- ◆ rayon en plan : 120 m ;
- ◆ biais : 91,61 grades par rapport à l'axe de l'A6 ;
- ◆ longueur : 76,90 m ;
- ◆ dévers transversal moyen : 5,5 % ;
- ◆ cinq travées : 11,50 m - 16,50 m - 20,90 m - 16,50 m - 11,50 m ;
- ◆ largeur entre nu de garde corps BN4 : 8 m ;
- ◆ largeur de chaussée : 4 m ;
- ◆ BAU : 3 m.

Cette dernière disposition de BAU permet de faire passer cette brette, d'une voie à deux voies, en cas de délestage d'un fort trafic du sens Paris - Lyon vers l'A5 avec une BAU réduite à 1 m.

Les différentes contraintes de construction et les différentes solutions envisagées à l'avant-projet

Les contraintes générales

Afin de perturber le moins possible la circulation sur l'A6 et assurer une mise en service de l'A19 à l'automne 1997 les travaux de construction des ouvrages devaient être achevés au plus tard fin 1996. Pour ce faire il a fallu tenir compte des contraintes suivantes :

- ◆ le gabarit minimum à dégager sous ouvrage était de 5 m ;
- ◆ il était nécessaire de réaliser des appuis en TPC et en BAU existante de l'autoroute A6. La présence du câble de réseau d'appel d'urgence et du réseau d'assainissement enterrés impliquait leurs déviations locales au droit des ouvrages ;
- ◆ le trafic sur l'A6 est supérieur à 30 000 véhicules

par jour avec des pointes estivales à plus de 46000 véhicules par jour;

- ◆ des élargissements de l'A6 devaient être créés sous les ouvrages, pour les bretelles Sens - Lyon et Lyon - Sens d'où la réalisation impérative des PS dans des délais courts;

- ◆ la restriction de circulation sur l'A 6 de 2 x 3 voies à 2 x 2 voies était limitée dans le temps. Il fallait donc réaliser les ouvrages avec un tablier poussé au-dessus de l'A6 et conduire au plus vite les opérations de poussage.

Les différentes solutions de structures de tablier envisagées à l'avant-projet

Quatre solutions de structure de tablier ont été envisagées pour les deux PS poussés 300 et 304 :

- ◆ solution bipoutre ossature mixte;
- ◆ solution PRAD (poutrelles préfabriquées, précontraintes par adhérence);
- ◆ solution dalle pleine en béton précontraint;
- ◆ solution dalle à nervures latérales en béton précontraint.

La solution bipoutre ossature mixte (figure 3) imposait de pousser l'ensemble charpente métallique et hourdis béton, mais cela provoquait un basculement de la circulation sur un seul sens, car un appui mobile s'avérait nécessaire. Cette solution n'était pas optimale au niveau longueur de travée et les épaisseurs de tablier ne permettaient pas de respecter le gabarit de 5 m sous l'A6.

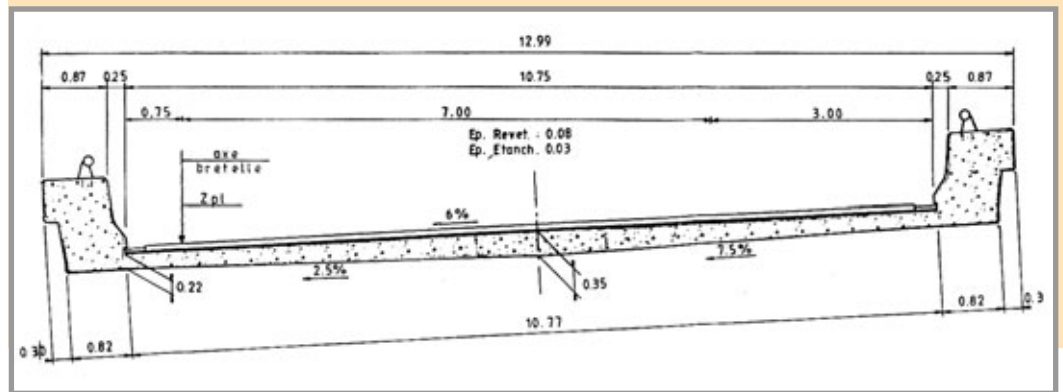
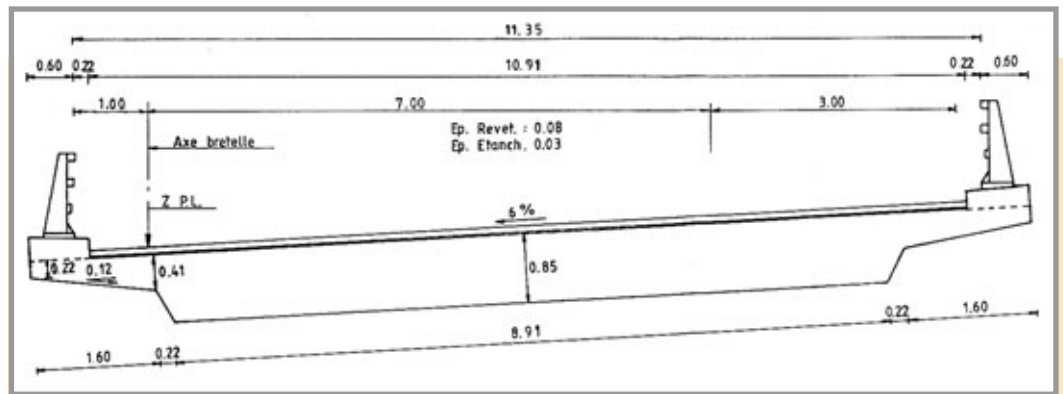
La solution PRAD (figure 4), très simple, ne demandait aucune technique de lançage sophistiquée. Les poutrelles pouvaient être posées à la grue et les hourdis réalisés avec l'aide de dalles préfabriquées à titre de coffrage perdu. Le basculement de circulation sur un seul sens était obligatoire. Par contre, cette solution était très mal adaptée à la géométrie très courbe en plan et imposait une modification notable du profil en long des bretelles. La solution dalles à nervures latérales en béton précontraint (figure 6), technique assez sophistiquée au niveau calcul, imposait des dispositions constructives particulièrement complexes, notamment pour l'accrochage de l'avant-bec ou le poussage. Ici, la géométrie des ouvrages était également en limite d'application.

C'est la solution dalle pleine précontrainte (figure 5) qui s'est avérée la plus adaptée aux différentes contraintes; surtout elle n'imposait pas de basculement de circulation au moment du poussage grâce à un avant-bec de longueur égale à une travée centrale, et elle permettait de réaliser des coffrages courbes sur plate-forme de poussage.

Le projet détaillé et les études d'exécution

Géométrie générale des ouvrages

La géométrie définitive retenue au niveau du marché en solution dalle pleine poussée est la suivante. Pour le PS 300 (figure 7) :



Figures 5 et 6
PS 300. Les différentes solutions de structure de tablier envisagées : dalle pleine (en haut) et à nervures précontraintes (en bas)

Overpass PS 300. The different solutions considered for the deck structure, solid slab (above) and prestressed-rib slab (below)

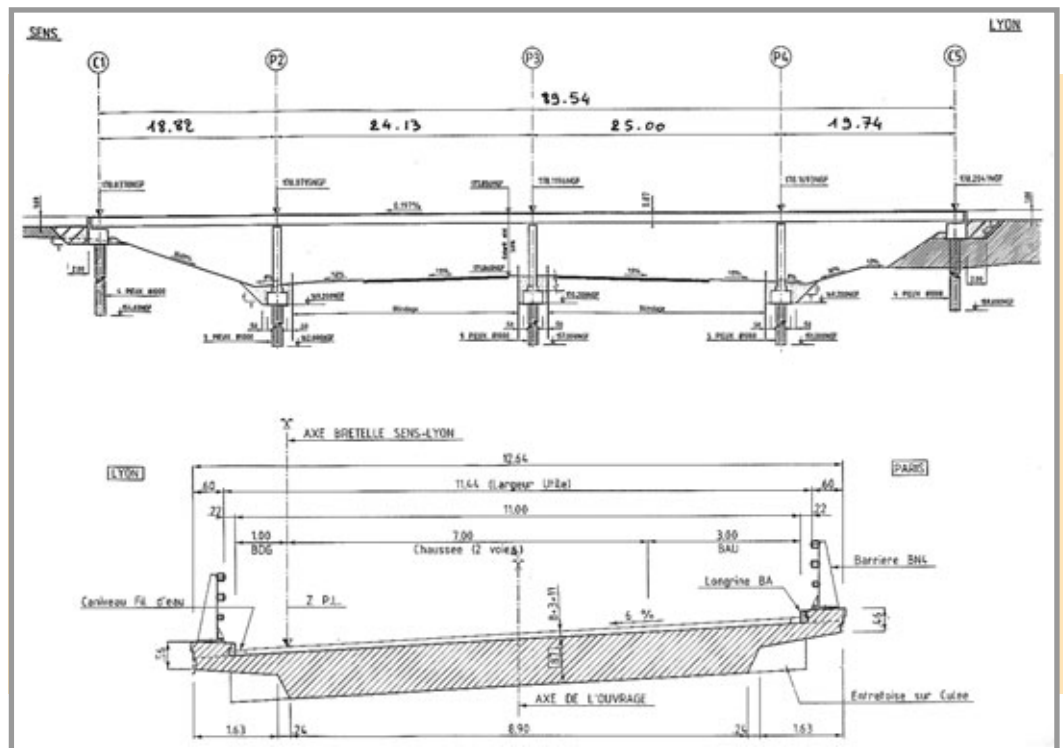


Figure 7
PS 300 - Coupe longitudinale et fondations (en haut) et coupe transversale du tablier (en bas)

Overpass PS 300 - Longitudinal sections and foundations (above) and cross section of deck (below)

- ◆ quatre travées : 18,82 m - 24,13 m - 25,00 m - 19,74 m;
- ◆ longueur : 89,55 m;
- ◆ biais sur appuis : variable de 47,4 gr à 55,4 gr;
- ◆ rayon en plan : 669,50 m;
- ◆ pente longitudinale : 0,2 %;
- ◆ dévers : 6 %;
- ◆ épaisseur tablier : 87 cm;

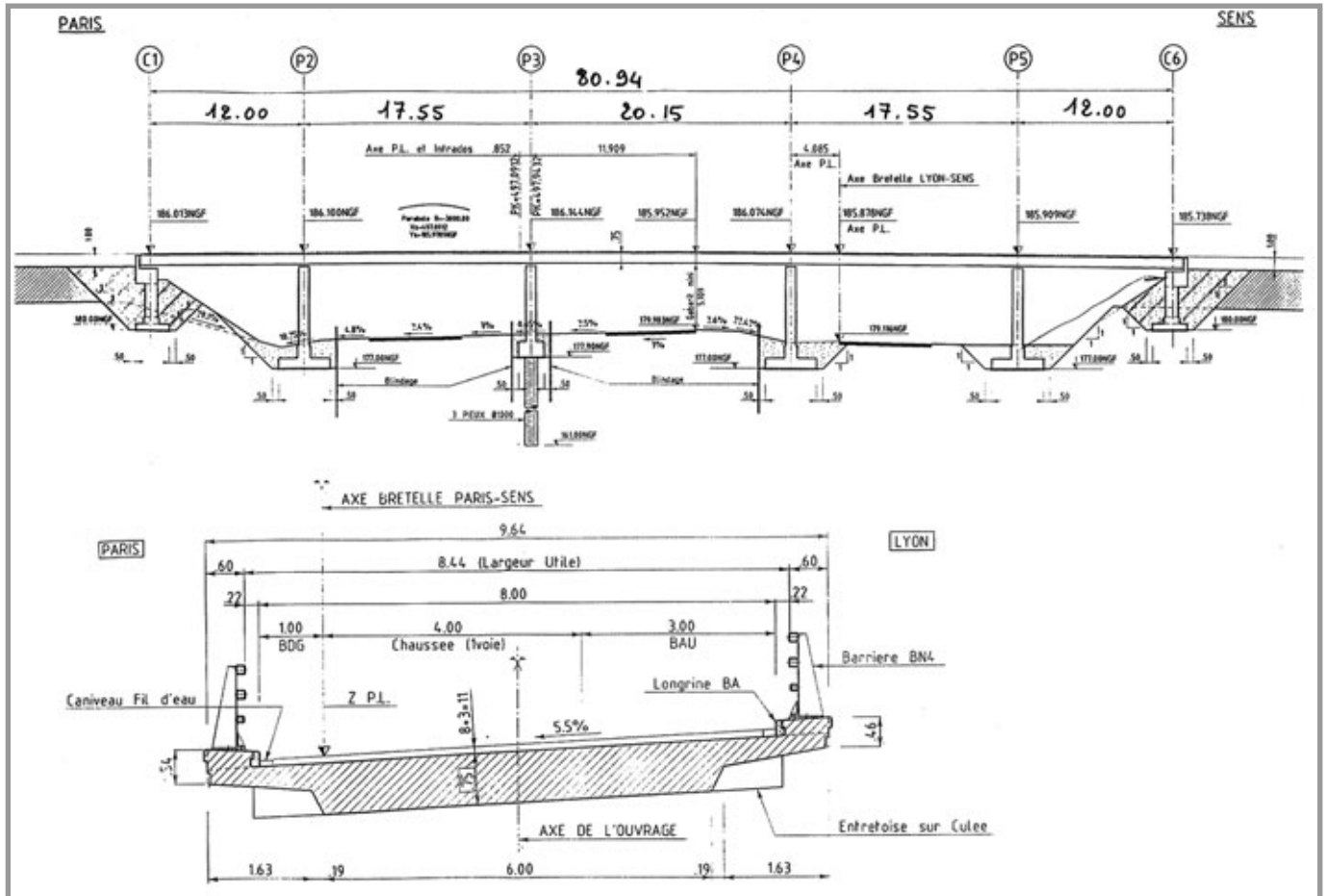


Figure 8
PS 304 -
Coupe longitudinale
et fondations (en haut)
et coupe transversale
du tablier (en bas)
Overpass PS 304 -
Longitudinal sections
and foundations (above)
and cross section
of deck (below)

- ◆ élancement : 1/29;
 - ◆ largeur : 12,66 m - 8,95 m.
- Pour le PS 304 (figure 8) :
- ◆ cinq travées : 12,00 m - 17,55 m - 20,15 m - 17,55 m - 12,00 m ;
 - ◆ longueur : 80,94 m ;
 - ◆ rayon en plan : 125 m ;
 - ◆ rayon en profil long : 3000 m ;
 - ◆ dévers : 5,5 % ;
 - ◆ épaisseur du tablier : 75 cm ;
 - ◆ élancement : 1/27 ;
 - ◆ largeur : 9,66 m - 6,07 m.

Fondations des ouvrages

Le PS 300 (figure 7) a été fondé sur pieux au niveau des culées et des appuis. Les pieux sont de type forés, diamètre 1000, ancrés dans la craie saine à raison de quatre pieux par culées et cinq pieux par piles. Les longueurs des pieux réalisés ont été de 21,50 m sur la culée C1 et 16,50 m sur la culée C5, les pieux sur les appuis avaient des longueurs variables de 8 à 18 m. Ces pieux étaient surabondants vis-à-vis des descentes de charges verticales et des charges de service en phase définitive ; ils se sont toutefois avérés nécessaires pour la prise en compte des efforts de flexion en tête de pile au moment du poussage.

Le PS 304 quant à lui (figure 8) a été fondé sur semelles pour les culées et les appuis de rive et sur trois pieux diamètre 1000, pour l'appui central en TPC. Les terrains de fondation sont des argiles à silex compactes et la craie saine. Le choix des pieux pour l'appui central en TPC était indispensable pour

réduire la semelle d'appui à une largeur de 2 m s'inscrivant dans l'emprise du TPC. Des blindages de fouilles ont également été réalisés à la fois dans le TPC et pour les appuis de rive en bordure de l'A 6 pour réduire au minimum leur emprise.

Les études d'exécution

Quelques adaptations géométriques ont été admises lors des études d'exécution pour faciliter au maximum le poussage et la mise en place de l'avant-bec. Elles ont concerné surtout le PS 300. Au niveau du tablier on s'est surtout attaché à réduire les biais sur culées afin mieux ancrer, au niveau des abouts, les câbles de précontrainte, l'avant-bec et le bloc de poussage. Les biais retenus étaient de 64 gr côté avant-bec pour 47,4 gr prévu et 68 gr côté bloc de poussage pour 55,4 gr prévu. Ces modifications ont entraîné un allongement du tablier de 4 m. Au niveau des piles ; trois voiles de 3 m de large avec une interdistance de 1,10 m étaient prévus au projet. Deux voiles de 4,75 m de large ont été réalisés pour loger au mieux les appuis provisoires de poussage, les vérins et les appareils d'appuis définitifs ramenés de six à quatre.

Les méthodes générales de calcul

Calcul des tabliers

Les méthodes de calcul suivantes ont été utilisées pour le tablier :

- ◆ phase définitive et définition du collage final :

BPEL - Programme PSIDP EL ;

- ◆ étude des sollicitations au poussage avec dénivellation d'appuis - Programme ST1 ;
- ◆ modèle aux éléments finis 2D - Programme ROBOT (plaques) pour le PS 300 compte tenu des biais importants.

Calcul de l'avant-bec et son liaisonnement

Deux opérations en découlent :

- ◆ la définition des épreuves préalables de l'avant-bec (efforts tranchants, flexion, déformation) en tenant compte des divers gradients thermiques. Une reprise de ces calculs a été faite de façon interactive entre le bureau d'études et l'équipe de chantier lors des essais. En effet, le gradient thermique a tendance à charger les abouts ;
- ◆ le calcul de la liaison avant-bec – tablier (photo 1). L'avant-bec choisi était relativement haut par rapport à la géométrie du tablier car il avait été utilisé en poussage de caissons en béton.

La liaison avec l'extrados de la dalle a exigé la mise en place de bracons reprenant l'effort induit par le moment au droit de l'attache sur le tablier.

Les accessoires de liaison étaient composés de barres Mac Alloy à raison de 2 x 14 en Ø 36 mm horizontalement, d'une longueur de 5 m sur le PS 300 et 2 x 6 en Ø 36 mm verticalement.

Les barres horizontales furent cintrées pour permettre la mise en place des câbles de précontraintes et les armatures. Certaines barres ont été précontraintes (tirants actifs).

Calcul des blocs de poussage arrière (photo 2)

Au niveau du tablier les blocs démontables avaient la forme d'une grosse cornière. Un chevêtre métallique vertical constitué de deux HEB 1000 servait d'appui au vérin de poussage. Le chevêtre était bridé sur un bloc de béton de 11 m³ ferrailé à 130 kg/m³ à l'aide de deux barres Mac Alloy de 50 mm.

Le choix de résistance du béton et l'optimisation de la précontrainte provisoire

Dès la soumission l'entreprise Dalla Vera avait proposé un béton B45 au lieu du B35 initialement prévu et d'utiliser des câbles de précontrainte 19T15 pour en diminuer le nombre sur le PS 300 compte tenu de son biais. Ceci permettait notamment de ne pas disposer une palée provisoire lors du poussage et donc de limiter les contraintes de circulation sur l'A6. Ces options ont été affinées lors des études d'exécution, le maître d'œuvre ayant admis ces solutions à la mise au point du marché.

Intérêt de l'utilisation d'un béton de classe B45

- Les avantages d'un béton B45 sont multiples :
- ◆ réduction de l'épaisseur des dalles des tabliers tout en respectant les enrobages dans les zones d'about, d'où un allègement de poids ;
 - ◆ gain de temps pour les phases de construction



Photo 1
Fixation de l'avant-bec sur le tablier
Attachment of cutwater on deck



Photo 2
Bloc de poussage arrière
Rear launching block

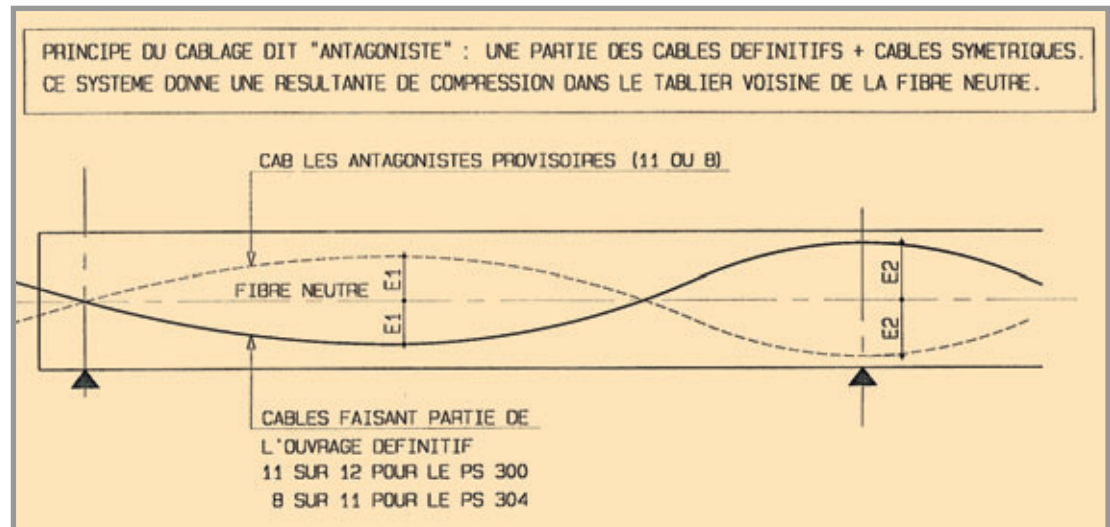


Figure 9
Principe du câblage antagoniste et du câblage définitif
Principal of antagonistic cabling and final cabling

(mise en tension des câbles, fixation de l'avant-bec et des blocs arrières) ;

- ◆ meilleure résistance en traction lors du poussage ;
- ◆ réduction du nombre de câbles à mettre en tension lors du poussage, donc optimisation de la précontrainte.

En effet, avec le câblage antagoniste, la section de béton est soumise à un effort normal pratiquement centré dû à la précontrainte et à un moment dû au poids propre ou aux dénivellations. Seul l'effort normal, donc la précontrainte totale peut s'opposer aux tractions induites par la flexion (figure 9).

Dans le cas du PS 300 dont la section du tablier est de 9 m² la différence de performance entre un béton B30 et B45 représente théoriquement :

- ◆ différence de résistance en traction = 0,9 MPa ;
- ◆ différence de précontrainte = 0,9 x 9 = 8,1.

Soit environ 830 t de précontrainte en moins, élément non négligeable quand la place manque dans les abouts pour disposer les corps d'ancre

Figure 10
PS 300 - Positions de câbles de précontrainte au niveau des culées
Overpass PS 300 - Position of prestressing cables at abutments

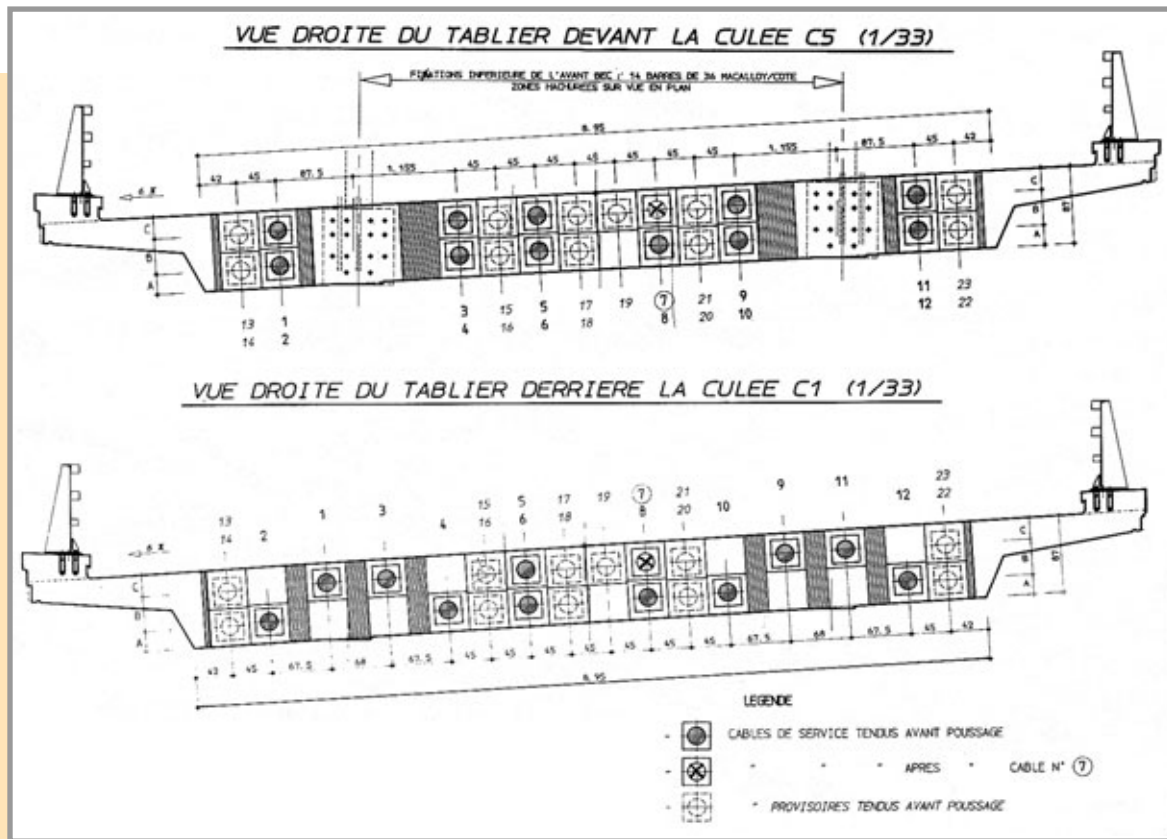
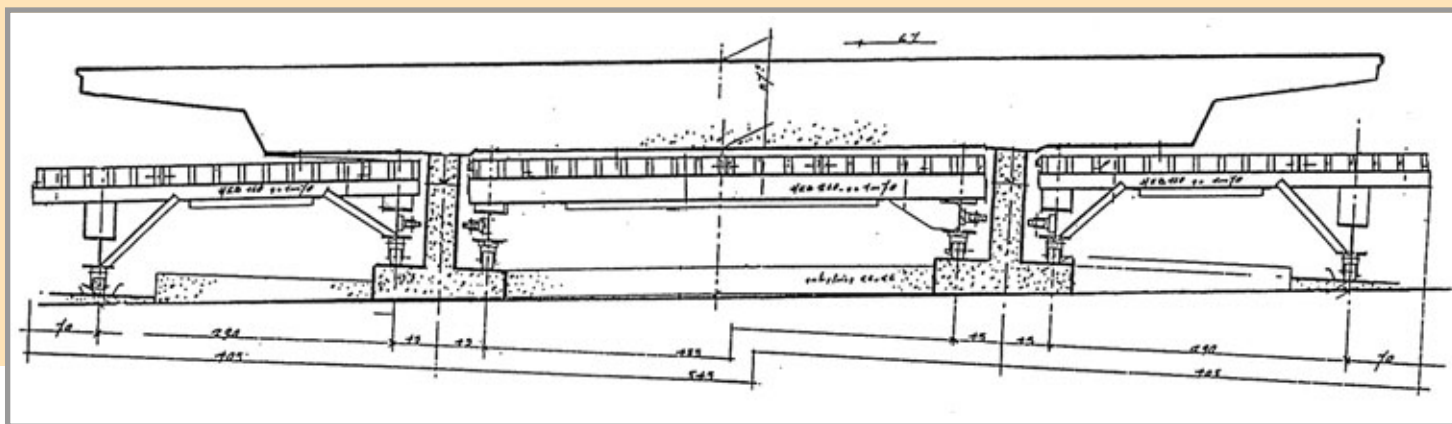


Figure 11
PS 300 - Coupe du coffrage du tablier et des longrines de poussage
Overpass PS 300 - Section of shuttering for the deck and the launching sills



ge (figure 10 et photo 3). La différence de prix entre le B35 et le B45 est largement compensée par le gain de câbles de précontrainte.

Conception de la précontrainte

Pour effectuer le poussage, il fallait concevoir un système de précontrainte antagoniste pour reprendre tous les efforts sur la dalle lors du passage sur appuis. Comme le montre la figure 9, ce procédé consiste à tendre une partie des câbles définitifs, plus des câbles symétriques dits "antagonistes". Ce système donne une résultante de compression dans le tablier voisine de la fibre neutre. Le choix du béton B45 et l'optimisation du calcul de la pré-

contrainte provisoire et définitive a conduit au dimensionnement des câbles de précontrainte sur les deux PS. Celui-ci est reporté sur la figure 10, et le tableau I.

■ LES TRAVAUX

Les méthodes d'exécution

Les méthodes ont été conçues dès la soumission par le bureau d'études de Dalla Vera. Ces méthodes ont notamment intégré les contraintes d'exploitation et la géométrie particulière des deux ouvrages.

Le biais, le dévers et le rayon de courbure important ont été les facteurs prépondérants dans les choix retenus, à savoir :

- ◆ poussage axial ;
- ◆ réalisation de longrines provisoires pour soutenir les coffrages et épousant la géométrie des tabliers en place ;
- ◆ avant-bec ancré sur le tablier avec une longueur de 24 m égale à la plus grande travée.

La réalisation du chantier

Les plates-formes de poussage

Préalablement à la réalisation des appuis le chantier a débuté par des terrassements préparatoires et de déviation des réseaux notamment RAU et assainissement en TPC et en BAU sur l'autoroute A6. Ces terrassements préparatoires ont notamment intégré les pistes pour la réalisation des appuis et la création de la plate-forme de poussage en matériaux traités au ciment. Ces plates-formes en déblais par rapport à la couche de forme de la section courante ont nécessité la création d'exécutoires et un pompage permanent. Sur ces plates-formes des longrines béton armé ont été réalisées qui ont servi de support aux coffrages et de guide pour le poussage des ouvrages (figure 11).

Les fondations et les appuis

Pour chaque ouvrage une pile en TPC et deux en BAU ont été réalisées au niveau de l'A6. Elles ont nécessité des travaux de type blindage par berlinoise dont les poteaux ont été ancrés et bétonnés après forage.

Les terrassements des fouilles pour fondation effectués, les pieux Ø 1000 ont été réalisés en prenant soin d'évacuer les déblais dans des bennes étanches. Les travaux en TPC ont été réalisés grâce à la neutralisation des deux voies rapides et la mise en place d'un itinéraire en sens unique entrées/sorties entre les deux accès de services. Cette neutralisation s'est effectuée entre les deux ouvrages ce qui a nécessité environ deux fois 2 km de DBA provisoires.

Pour la réalisation de certains appuis de rives, les BAU ont dû être neutralisées localement. Compte tenu de ces contraintes d'exploitation la réalisation des pieux notamment en TPC s'est avéré très difficile.

Coffrage des tabliers

Les deux ouvrages ont été construits sur une plate-forme respectant leur géométrie (courbure, dévers...). Les coffrages reposaient sur deux longrines filantes en béton armé à - 1,00 m sous l'intrados des tabliers (figure 11).

Pour chaque tablier, le tronçon côté culée est réalisé en premier. Le dimensionnement des semelles de longrines a été calculé pour permettre de positionner et de riper les coffrages des tabliers.

Il a permis aussi de limiter la contrainte au sol de 1,5 b une fois le tablier bétonné.

L'avant-bec avant des tabliers a été réalisé bien en retrait de la culée Est afin de permettre le montage de l'avant-bec.

Les tabliers ont été coffrés selon deux procédés décrits ci-après.

Coffrage du PS 300

Le tablier de cet ouvrage a été coffré à l'aide d'un équipage constitué de trois chariots en charpente métallique sur roulettes. La longueur coffrée par ce procédé est de 16 m. Le coffrage est constitué de bastaings à chant et de contre-plaqué filmé 15 mm. Le bétonnage s'effectue sur vérins avec écrous de sécurité (de type Mokloss 25 T) et sur cales en chêne. Le déplacement du coffrage se fait par roulement sur la semelle des longrines.

L'outil coffrant permet de réaliser en même temps que la dalle, les corniches et les longrines support de BN4. Les barrières peuvent ainsi être montées avant le poussage. La sécurité latérale est alors garantie.

Le tablier du PS 300 a été réalisé en sept plots pendant huit semaines.

Coffrage du PS 304

Les interfaces de planning avec les travaux de chaussées n'ont pas permis d'utiliser l'équipage du PS 300. Il a donc été décidé de bétonner le tablier en deux plots avec un fond de moule général sur un demi-ouvrage. Le coffrage prend appui sur des profils traversant les longrines où des lumières ont été laissées, lors du coulage, en intégrant des renforts d'armatures. Le tablier du PS 304 a été réalisé par cette technique en cinq semaines.

Formulation des bétons

Le béton des tabliers était initialement prévu dans le dossier de consultation des entreprises en B35. Or pour limiter au maximum les contraintes de traction dans le béton lors du poussage, une palée provisoire et une importante quantité de précontrainte s'imposaient, avec une mise en œuvre délicate. Le choix d'un béton B45, proposé par l'entreprise, a fait gagner suffisamment de précontrainte pour permettre une mise en place aisée des câbles en phase d'exécution, car ceux-ci étaient déjà bien nombreux!

Le poussage des tabliers

Longrines de poussage et appareils de glissement

Les longrines ayant servi au coffrage des tabliers ont également servi de guide de poussage en y incluant seulement les dispositifs de glissement. La surface de glissement sur les longrines est constituée de tôles en acier fixées par des cornières et douilles Hilti (photo 4). La face supérieure des tôles est brossée et graissée. Les soudures des joints



Photo 3
Avant-bec en about de tablier
Cutwater on end of deck section



Photo 4
Longrines de poussage
et tôles de glissement sur longrines
Launching sills and slide plates on sills

Définition de la précontrainte	PS 300	PS 304
Unités	19T15	12T15
Nombre de câbles définitifs	12	11
Nombre de câbles provisoires antagonistes	11	8
Nombre de câbles tendus en poussage	22	16
Résistance pour la mise en tension	40 MPa	40 MPa

Tableau I

Table I



Photo 5
Bloc arrière de poussage et vérin
Rear launching block and jack



de tôles sont meulées. L'intrados du tablier est coffré avec du contre-plaqué bakérisé deux faces dont une bande de 45 cm de large est désolidarisée de l'outil coffrant. Cette bande sert de surface de contact avec les tôles de glissement. Le frottement obtenu est de 10 à 15 %. Les longrines sont implantées avec précision en fonction du profil en long et du tracé en plan des ouvrages. Elles ont été démolies et évacuées en fin de chantier.

Matériel de poussage

Bloc de poussage arrière

A l'arrière du tablier, il est mis en place une poutre de traction (double HEB 1000) ancrée sur un bloc en béton armé par deux tiges Mac Alloy précontraintes de diamètre 50 mm (photo 5). Le bloc béton est ancré sur la dalle par le même dispositif (trois tiges). La poutre est équipée d'un dispositif d'appui du vérin de poussage (photo 3).

Le câble de traction passe sous le tablier et il est ancré à la culée. Un déviateur de câble, placé sur la plate-forme et rendu solidaire de la longrine, servait de guidage sous le tablier. Lors du poussage, le vérin "mangeait" le câble à l'aide de clavettes qui se bloquaient sur ce dernier (photo 6).

Les vérins

Les vérins initialement prévus correspondaient aux hypothèses de poussage, à savoir pour le PS 300 :

- ◆ poids du tablier : 2200 t environ ;
- ◆ coefficient de frottement maxi : 21 % ;
- ◆ force de poussage nécessaire : 462 t ;
- ◆ vérin prévu : capacité 580 t (+ 1 unité de réserve) ;
- ◆ 1 câble 37T15 (fonctionnement limité à 0,4 fprg).

Pour le PS 304 :

- ◆ poids du tablier : 1300 t environ ;
- ◆ coefficient de frottement maxi : 21 % ;
- ◆ force de poussage nécessaire : 273 t ;
- ◆ vérin prévu : capacité 330 t (+ 1 unité de réserve) ;
- ◆ 1 câble 31T15 (fonctionnement limité à 0,4 fprg).

Finalement, comme l'entreprise VSL les avait à disposition, il a été utilisé :

- ◆ un vérin de 1000 t pour le PS 300 ;
- ◆ et un vérin de 500 t pour le PS 304 (photo 6).

Les dispositifs de guidage

Comme les ouvrages ont une courbure accentuée (670 m pour le PS 300 et 123 m pour le PS 304), le guidage du tablier lors du poussage est un point important de la bonne réussite de l'opération.

Sur la zone de préfabrication, le tablier est guidé transversalement par des pièces métalliques ancrées sur les entretoises des longrines. Deux tiges tourbillon (ϕ 17 mm) fixées sur les longrines reprennent les efforts horizontaux (15 t environ). Ces pièces sont au nombre de six par côté. Des patins d'hertalène assurent le glissement (photo 7).

Sur pile, les efforts transversaux de guidage sont théoriquement de 30 t (PS 300) et 20 t (PS 304). Le guidage est réalisé par des pièces soudées sur consoles (photo 8).

Ces dernières sont ancrées aux piles par des tiges précontraintes Mac Alloy de diamètre 32 mm. Le glissement est assuré là aussi, par un patin d'hertalène pouvant tourner sur un axe. Des consoles et tours d'étalement permettent un accès aux têtes de pile en toute sécurité (photo 8). Le glissement du tablier sur les piles est assuré par des appuis frettés glissants Trapco FD de type P2.

Les appuis sont enfilés entre le tablier et la scelle de glissement en fonction de l'avancement du tablier.

Quant au câble de poussage, des déviateurs sont installés sur les entretoises des longrines. Ils maintiennent le câble suivant une ligne brisée proche de l'axe du tablier.

L'effort horizontal calculé est de 10 à 15 t. Le déviateur est fixé à l'entretoise par deux douilles Hilti et bridé sur les longrines par deux tiges tourbillon de 17 mm (effort horizontal mobilisable de 22 t). Les déviateurs sont enlevés au fur et à mesure de l'avancement du tablier.

L'avant-bec

L'entreprise a choisi un avant-bec long par rapport aux brèches à franchir pour ne pas positionner des palées provisoires en bordure de l'autoroute A 6. Les deux poutres principales de 24,85 m de longueur sont reliées par un entretoisement adapté à la largeur et au biais des deux ouvrages. Il est équipé des dispositifs de sécurité et d'accostage. Sa longueur de 24,85 m permet de réaliser le poussage sans palées provisoires intermédiaires.

L'avant-bec provenait des chantiers de construction de viaducs du TGV Atlantique et du TGV Nord. Une adaptation aux PS 300 et 304 était alors nécessaire, notamment au niveau de la courbure et de la hauteur. Une pièce supplémentaire de forme triangulaire s'est donc intercalée à mi-longueur (photo 9). Prévu pour des viaducs, la hauteur de l'avant-bec était largement supérieure à l'épaisseur de la dalle soit 2,80 m pour 0,87 m. Pour reprendre le moment d'encastrement de l'avant-bec en profitant au maximum de cette hauteur, un système de liaison au tablier a dû être réalisé.

La base de l'avant-bec est ancrée au tablier par 14 tiges précontraintes Mac Alloy de diamètre 36 mm. La hauteur est reprise par un HEB 300 ancré un peu plus loin dans le tablier par huit tiges précontraintes de diamètre 36 mm. L'effort maximum de compression dans le HEB 300 est de 205 t (photo 1).

Un essai de chargement de l'avant-bec permettant de créer le moment d'encastrement du poussage a été réalisé.

Il a permis d'assurer la bonne tenue de l'avant-bec et de son système d'accrochage au tablier.



Photo 6
Vérin de poussage et câble
Launching jack and cable

Les opérations de poussage (photo 10)

Le poussage du PS 300 a duré trois jours, soit une journée de plus que le planning suite à des problèmes de scelles de glissement. En effet, il était prévu initialement de l'hertalène pour assurer le glissement sur les piles. Or celui-ci a flué sous l'action de contraintes dépassant largement le calcul et n'était donc plus utilisable. Il a été remplacé par des appuis glissants Trapco décrits précédemment. Le suivi constant de l'évolution du tablier à chaque ligne d'appui a mobilisé 17 compagnons pendant l'opération.

Le poussage du PS 304 s'est déroulé sans encombre en deux jours avec un ratio de 3 ml/h. L'effort réel de poussage au démarrage était compris entre 120 et 150 t, soit environ 10 % du poids du tablier, ce qui est nettement moins que les 21 % prévus au calcul.

Le phasage de circulation retenu lors du poussage était simple. Celle-ci, réduite dans les deux sens, empruntait en fonction l'avancement, soit la voie rapide ou la voie lente. Le maintien de la circulation sur les deux chaussées qui évitait tout croisement de véhicules allait bien dans le sens de la sécurité (photo 10).

La mise sur appuis définitifs a demandé des précautions particulières. En effet, la géométrie compliquée des PS (biais, courbure, profil en long et en travers) conduit l'ouvrage au droit de ses appuis avec un positionnement qui n'est pas forcément celui théorique. Il s'en suit une répartition des réactions d'appuis qui diffère quelque peu du calcul théorique. Il convient donc de réaliser des bossages, sous l'intrados, pour certains surélevés et pour d'autres surbaissés, de façon à retrouver les réactions d'appuis théoriques.

Ces opérations ont requis la neutralisation de la voie rapide et l'emploi d'une nacelle.

Les enseignements de la réalisation

Le lancement de tabliers en béton sur autoroute en circulation interdit toute approximation sur le chantier. La préparation approfondie et conjointe entre le maître d'œuvre, le bureau d'études d'exécution et l'entrepreneur des opérations est fondamentale pour la réussite du chantier. Les moyens mis en œuvre lors du poussage (vérins de forte capacité, matériel de guidage, avant- bec) ont permis la mise en place des deux tabliers dans des conditions et des délais satisfaisants pour le chantier et l'exploitant de l'autoroute A6.

Parmi les enseignements du chantier, nous retiendrons :

- ◆ l'efficacité des longrines de guidage : la souplesse du béton permet de s'adapter aux géométries très particulières ;
- ◆ l'intérêt du coffrage du tablier en deux plots plutôt qu'en sept : les gaines de précontraintes sont plus facilement mises en place et le coffrage n'est



Photo 7
Guidage latéral
sur longrines de poussage
*Lateral guiding
on launching sills*



Photo 8
Tour d'étaie sur pile
pour guidage latéral
*Support tower on pier
for lateral guiding*



Photo 9
Avant-bec
Cutwater



Photo 10
Poussage du tablier
sous circulation
*Launching of deck
under traffic*

déplacé qu'une fois même s'il est moins amorti ;
◆ l'intérêt d'un béton B45 résistant en traction pour diminuer le taux de précontrainte déjà élevé. L'emploi de BHP devrait s'avérer profitable pour les prochains ouvrages de ce type, à réaliser ;
◆ une instrumentation des tabliers aurait permis de suivre l'évolution des contraintes et déplacements réels pour les confronter à la théorie ;
◆ l'emploi de la DAO en deux dimensions pour les plans d'exécution a permis une cotation aisée de la géométrie particulière des ouvrages. Pour les ouvrages futurs une modélisation DAO préalable en

3D permettrait une meilleure visualisation des efforts dus au poussage. Il serait alors possible de simuler l'accostage du tablier sur les appuis provisoires pour mieux le caler, ensuite, sur les appuis définitifs.

CONCLUSIONS

Les nombreuses contraintes de circulation sur l'autoroute A6 et la géométrie particulière des deux PS 300 et 304 réalisés dans le cadre du nœud autoroutier A6 - A19, ont conduit le concepteur maître d'œuvre à adopter un tablier en béton dalle pleine précontrainte poussée. Le partenariat qui s'est ensuite instauré entre l'entreprise, le bureau d'études d'exécution et le maître d'œuvre a vu naître des solutions techniques originales qui ont permis de réaliser les ouvrages dans les délais impartis, tout en minimisant les risques de circulation sur l'autoroute A 6.

Appliquées à de futurs ouvrages, l'utilisation de béton haute performance et la simulation en 3D permettront d'optimiser encore leur conception-réalisation. Le développement du réseau autoroutier maillé va multiplier les ouvrages poussés qui assureront les franchissements d'infrastructures existantes par les nouveaux tronçons.

Nombre de défis techniques seront encore à relever!

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

SAPRR - Direction de la Construction - Lyon

Exploitation

SAPRR - Direction Régionale Gâtinais - Nemours

Maître d'œuvre

Scetauroute - Direction de Projet A 19 - Marne-la-Vallée

Bureau d'études de conception

Scetauroute Ile-de-France Ouest

Bureaux d'études d'exécution

ETP et SE COA

Bureau des méthodes

Dalla Vera - Orléans

Entreprises intervenantes

Dalla Vera (titulaire du marché)

Principaux sous-traitants

- Pieux : Solétanche
- Vérins de poussage et précontrainte : VSL
- Terrassements et plates-formes : TRGC
- Joints de chaussées : Cipec
- Bétons : Béton 89 - Masoni

ABSTRACT

Launched structures of motorway A19 (Sens-Courtenay) – A6 (Paris-Lyon)

A. Guenoun, A. Rage, M. Bonnot, N. Tennevet

The A19 motorway between Sens and Courtenay links motorways A5 (Paris-Sens-Troyes) and A6 (Paris-Lyon). It is an important link of the A19 motorway between Sens and Orleans falling within a major network designed to relieve, via motorway A5, part of the traffic on the motorway A6 coming from the Rhone Valley in the direction of eastern Paris and northern Paris. The A19 - A16 motorway node constitutes a major element of motorway A19, because it handles all traffic between Sens and the A6 (Paris - Lyon). Completed in the second phase, it will ultimately handle traffic coming from Orleans via the A10 or from Montargis via the A77.

Its design called for the construction of three overpasses, one underpass, and the strengthening of stonework on three of the existing overpasses on the A6. This article focuses more particularly on the design and construction of the two launched structures over motorway A6 at the Sens-Lyon, Paris and Sens slip roads. Given the particular geometry of these structures, their construction required the implementation of original solutions and techniques.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die hochkomplexen Bauwerke des Autobahnknotenpunktes A19 (Sens-Courtenay) – A6 (Paris-Lyon)

A. Guenoun, A. Rage, M. Bonnot, N. Tennevet

Die Autobahnspange A19, Sens – Courtenay verbindet die Autobahnen A5 (Paris – Sens – Troyes) und A6 (Paris – Lyon). Sie ist eine Teilstrecke der Autobahn A19 Sens – Orléans, die zu einer großen Querverbindung zwischen dem Osten und dem Westen Frankreichs gehört. Desweiteren soll sie auch die Autobahn A6 entlasten, indem der Verkehr aus dem Rhônetal in Richtung Pariser Osten bzw. Norden teilweise über die Autobahn A5 geleitet wird.

Der Autobahnknotenpunkt A19 - A16 ist ein wesentlicher Bestandteil der A19, denn hier erfolgt die gesamte Verzweigung zwischen Sens und der Autobahn A6 Paris – Lyon. In der zweiten

Ausbauphase wird er mittelfristig die Leitung des gesamten Verkehrs aus der Richtung Orléans über die A10 bzw. aus der Richtung Montargis über die A77 bewältigen.

Die bauliche Konzeption beinhaltet drei Überführungen und eine Unterführung sowie die Versteifung der Steinverkleidungen von drei bereits vorhandenen Überführungen der A6. Im vorliegenden Artikel wird speziell auf die Auslegung und Ausführung der zwei hochkomplexen Bauwerke oberhalb der Autobahn A6 an den Zufahrten Sens-Lyon, Paris und Sens eingegangen. Aufgrund ihrer besonderen Geometrie war bei der Errichtung dieser Bauwerke die Verwirklichung neuartiger Lösungen und Verfahren erforderlich.

RESUMEN ESPAÑOL

Estructuras ejecutadas por empuje en el nudo de autopistas A19 (Sens-Courtenay) y A6 (Paris-Lyón)

A. Guenoun, A. Rage, M. Bonnot y N. Tennevet

El tramo de autopista A19 (Sens - Courtenay), pone en comunicación las autopistas A5 (Paris - Sens - Troyes) y A6 (Paris - Lyon). Se trata de un eslabón de la autopista A19 (Sens - Orleans) que se integra en una gran vía transversal entre el este y el oeste de Francia. También se integra en el marco de un itinerario alternativo por la autopista A5 de una parte del tráfico de la autopista A6 procedente del valle del Ródano y con destino a París-Norte y París-Este. Así, el nudo de autopistas A19 - A16 constituye un elemento preponderante de la autopista A19, ya que permite todos los intercambios entre Sens y la A6, París - Lyon. Completado en la segunda fase, permitirá una vez terminado, todos los intercambios procedentes de Orleans, vía la A10 o de Montargis vía la autopista A77. Este proyecto ha precisado la construcción de tres pasos superiores, un paso inferior y la rigidización de los empedrados de tres pasos superiores existentes en la A6. Este artículo está dedicado, fundamentalmente, al diseño y ejecución de las dos estructuras ejecutadas por empuje por encima de la autopista A6, a nivel de los tramos de empalme Sens-Lyón, París y Sens. Habida cuenta de su geometría particular, la ejecución de estas estructuras ha precisado también la aplicación de soluciones y procedimientos originales.



Les viaducs du Crozet

Deux ponts en arc sur l'A51

Les deux viaducs du Crozet, de 348 et 364 m de long se caractérisent par leur extrême finesse, et leurs arcs en béton armé (un pour le viaduc Est et trois pour le viaduc Ouest). Ces caractéristiques, conjuguées à la prise en compte du risque sismique, ont conduit à de très fortes densités d'armatures et à l'emploi de béton à hautes performances. En outre, la nature du sol a nécessité de créer les conditions d'appuis propices à la reprise des efforts importants provenant des arcs.

Le groupement Campenon Bernard, titulaire du marché, a donc dû faire appel à des technologies inhabituelles ou innovantes, telles que des puits marocains de grandes dimensions, des équipages mobiles se déplaçant sur un étaielement en forme d'arc, ou des opérations de vérinage d'arcs à la base de ces derniers. Ces méthodologies, parfois à la limite de la faisabilité, ont permis de réaliser des ouvrages marquant, par leur technicité, le tronçon de l'A51.

■ DESCRIPTION DU PROJET

Concept architectural

Dans le cadre de l'autoroute A51, qui doit raccorder, à plus ou moins long terme, Grenoble à Sisteron, les travaux d'un premier tronçon d'une quinzaine de kilomètres sont en cours au sud de Grenoble en vue d'une mise en service dans le courant du 2^e semestre 1999.

Cette section, située en zone montagneuse, comporte de nombreux ouvrages d'art (tunnels, viaducs, tranchées couvertes...) et notamment les deux viaducs du Crozet, dont le concessionnaire, AREA, a souhaité qu'ils soient le signal fort du tronçon, tout en s'intégrant au mieux à l'environnement.

C'est ainsi que pour franchir le thalweg du Crozet, il a été décidé de substituer au remblai initialement

envisagé, deux ponts en arc d'aspect à la fois spectaculaire et aussi fin que possible. A cet effet, l'architecte, M^{me} Jourda, s'appuyant sur la présence dans le site d'un viaduc SNCF multi-arches en maçonnerie, a imaginé une progression géométrique d'arcs, l'autoroute franchissant la RN 75, puis le thalweg, grâce à un double viaduc constitué de deux ponts en arcs, le premier (viaduc Est) étant soutenu par un arc unique, et le second (viaduc Ouest) s'appuyant sur trois arcs et des piles plus rapprochées.

Les ouvrages (figure 1)

Le marché des viaducs du Crozet inclut les ouvrages suivants :

- ◆ le viaduc Est d'une longueur de 348 m comportant un arc de 140 m d'ouverture, encadré de

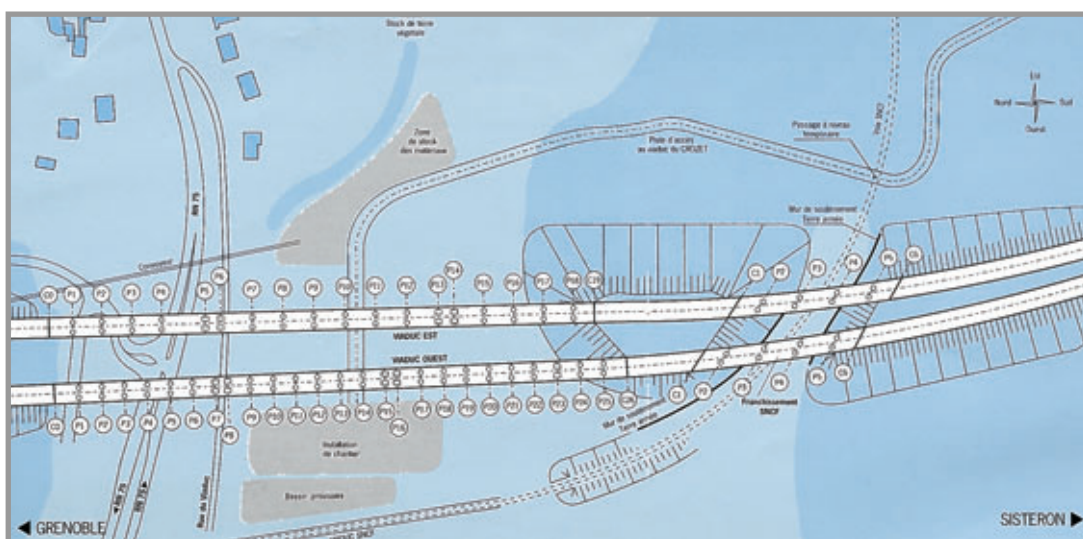


Figure 1
Vue en plan générale
des viaducs du Crozet
et du franchissement SNCF
*General plan view
of the Crozet viaducts
and the railway crossing*

Photo 1
Vue générale.
Au premier plan :
le viaduc Ouest du Crozet,
au second plan
le viaduc Est
General view.
In foreground : the Crozet
west viaduct ;
in background,
the east viaduct



part et d'autre de 2 x 5 travées d'une vingtaine de mètres ;

- ◆ le viaduc Ouest d'une longueur de 364 m, dont les trois arcs ont des ouvertures respectives de 87, 101, et 102 m, et auxquels s'ajoutent quatre travées de 18 m environ ;

- ◆ les ouvrages de franchissement de la voie SNCF se situant dans le prolongement de chaque viaduc, et séparés de ces derniers par un remblai d'une soixantaine de mètres. Ces ouvrages à cinq travées ont une longueur identique de 100 m ;

- ◆ un remblai d'environ 25 m de haut, situé au sud des viaducs et les séparant des ouvrages SNCF.

- ◆ enfin, un remblai contigu au sud des ouvrages SNCF.

Les tabliers des quatre ouvrages sont de forme identique, prévus pour trois chaussées, et d'une largeur totale de 14 m, corniches comprises.

■ CONDITIONS DU MARCHÉ

Le maître d'ouvrage de l'A 51 est l'AREA, lequel a confié la maîtrise d'œuvre des travaux à Scetauroute. A la suite d'un appel d'offres lancé au printemps 1996, c'est à un groupement d'entreprises composé de Campenon Bernard SGE (mandataire), Campenon Bernard Régions et Valérian qu'a été attribué le marché des viaducs du Crozet pour un montant de 125,7 millions de francs HT.

Ce dernier a été notifié fin août 1996, et prévoyait un délai global d'exécution des travaux de 28 mois, s'achevant par conséquent fin 1998 ; un délai partiel de 19 mois (fin mars 1998) s'appliquant à la livraison des deux ouvrages Est était également spécifié, en vue de la circulation de chantier pour d'autres lots du tronçon.

Campenon Bernard SGE et Campenon Bernard Régions sont chargés du lot A (ouvrages), et Valérian du lot B (terrassements).

■ CONTRAINTES TECHNIQUES

Conception générale

Ordinairement, un arc, dont la caractéristique est de transmettre au sol sur un plan incliné les efforts provenant de l'ouvrage, s'appuie sur un rocher sain et affleurant à faible profondeur. En outre, ce type d'ouvrage est plus adapté, pour des raisons esthétiques, à des brèches ou des vallées encaissées. Dans le cas du thalweg du Crozet, ces deux conditions n'étaient pas naturellement remplies :

- ◆ le sol est en effet constitué de marnes fluvioglaciaires nécessitant de créer des conditions d'appuis capables de reprendre à la base de chaque arc, les poussées verticales et horizontales (environ 5000 t chacune), provenant de ceux-ci. Cette contrainte, conjuguée au choix architectural d'ouvrages entièrement en béton, impose pour limiter les efforts, des structures aussi fines que possible ;
- ◆ la forme peu prononcée de la vallée a conduit à prévoir au sud des deux viaducs un important remblai destiné à en accentuer le profil et, en quelque sorte, justifier la présence de ponts en arc.

Il faut également mentionner deux autres contraintes liées au site :

- ◆ la conception des ouvrages doit prendre en compte le risque sismique, la zone étant classée 1B ;
- ◆ la pente des tabliers est de l'ordre de 6 %.

Etudes d'exécution

L'entreprise a confié la réalisation des études d'exécution à un groupement composé d'Europe Etudes Gecti (EEG) et du bureau d'études de Campenon Bernard SGE, ce dernier étant plus particulièrement chargé des arcs et des calculs sismiques.

Dès le début des études, il s'est avéré que les contraintes évoquées précédemment (sol, finesse des structures, séisme...) conduisaient à de grandes difficultés de dimensionnement si l'on voulait respecter au plus près le projet architectural. Sans rentrer dans le détail de tous les problèmes rencontrés, on évoquera les points suivants :

- ◆ calcul des raideurs de fondations. Le cahier des charges imposait que soient associées une étude en élasticité et une étude en élasto-plasticité : ces deux calculs ayant donné des résultats divergents, il a fallu, non sans difficulté, les adapter afin de les rendre cohérents ;

- ◆ dimensionnement des sections de vérinage. Les premiers calculs de flexion longitudinale ont montré que les sections de vérinage situées à la base des arcs étaient sous-dimensionnées dans le projet initial, de sorte qu'il a fallu sensiblement les modifier, tout en prenant soin d'altérer au minimum l'aspect architectural ;

- ◆ définition des hypothèses de sol à prendre en compte pour dimensionner les massifs d'appuis et

les arcs. Les conditions de fluage du sol, selon que l'on considérait qu'il intervenait à court, moyen, ou long terme, génèrent en effet des variations très importantes. De même, selon que l'on envisageait un comportement du sol "plutôt souple", ou "plutôt raide", la géométrie de construction des arcs évoluait de plusieurs centimètres ;

◆ calculs sismiques. La coexistence de la nouvelle réglementation sismique avec les autres règles de calcul en vigueur a conduit, d'une part à des incompatibilités qu'il a fallu résoudre par certaines adaptations des règlements et, d'autre part, à des densités d'armatures extrêmement élevées (jusqu'à 450 kg/m³!) nécessitant des dispositions de ferrailage très particulières et contraignantes.

Vérinages

Une caractéristique des ouvrages béton en arc est de devoir être vérinés à certaines phases de leur construction afin de permettre aux arcs de reprendre leur poids propre, puis celui du tablier au fur et à mesure de la réalisation de ce dernier. Habituellement, cette opération est mise en œuvre à l'aide de vérins placés à la clé de l'arc, ce qui présente l'avantage, d'une part d'ancrer l'arc à ses massifs de fondations, et d'autre part de ne vérifier qu'en un seul point. La nature du sol dans le site du Crozet et les incertitudes sur son comportement dans le temps ont incité les concepteurs à envisager la possibilité de revériner les arcs aisément (en cas, par exemple, de tassements plus importants que prévus au cours de la vie de l'ouvrage). Les sections de vérinages ont ainsi été placées aux naissances des arcs afin d'en faciliter l'accès. Cette option implique cependant un doublement des zones de vérinages (avec les complications structurelles auxquelles cela conduit), et impose que les arcs ne soient pas ancrés dans leurs fondations, ce qui, notamment dans la phase de construction, n'est pas sans créer des difficultés supplémentaires.

Béton

La finesse des structures et les efforts engendrés par un ouvrage entièrement en béton ont imposé la mise en œuvre, en supplément d'un ferrailage très dense, d'un béton haute performance (BHP de type B60) dans la totalité des ouvrages à l'exception des fondations (B35). La mise au point de ce béton a été rendue très délicate en raison de la multiplicité des exigences requises :

- ◆ béton de type "fluide" dans les arcs et les piles afin d'en faciliter la mise en place dans ces zones extrêmement ferraiillées, et souvent coffrées sur toutes les faces ;
- ◆ béton "plastique" dans les tabliers imposé par la pente (environ 6 %) de ces derniers ;
- ◆ faible exothermie afin de limiter les risques de

fissuration dus au retrait, certaines parties d'ouvrage comme les naissances d'arcs étant très massives ;

- ◆ maintien de la rhéologie pendant deux heures après la fabrication, les bétonnages étant souvent très lents à cause de la forme des plots ;
- ◆ résistance à jeune âge élevée pour permettre des décoffrages ou des mises en tension rapides, dans les tabliers notamment.

Le respect de toutes ces spécifications, souvent contradictoires, n'a pu être obtenu que grâce à l'apport de fumée de silice (permettant de limiter le dosage en ciment), et à l'utilisation d'un super-plastifiant (Optima 100) disponible depuis peu.

Cette formule, dans ses deux compositions (fluide et plastique), qui ne se différencient que par le dosage en super-plastifiant, a finalement donné satisfaction tant du point de vue de la résistance (Rc 28 de l'ordre de 80 MPa) que du respect de tous les critères évoqués plus haut ; mais ceci n'a pu être acquis qu'au prix de longues recherches, ainsi que d'un contrôle extrêmement rigoureux depuis la production jusqu'à la mise en œuvre.

■ RÉALISATION (photo 1)

Fondations

Puits marocains

Comme indiqué précédemment, la nature du sol imposait de créer des conditions d'appui en pieds d'arcs, compatibles avec les efforts engendrés par ces derniers. L'entreprise a, à cet effet, proposé une variante sous la forme de "puits marocains" à la place des caissons de parois moulées prévus à l'appel d'offres.

Les fondations des arcs ont ainsi été constituées de puits elliptiques de 13 m x 10 m x 10 à 15 m de profondeur selon les cas, la technique du puits marocain permettant de réaliser l'excavation sans décompresser le terrain adjacent, ce qui était impératif afin d'éviter tout déplacement sous l'effet des poussées horizontales provenant des arcs. Cette technique consiste – rappelons-le – à excaver le sol par passes de hauteur réduite (1 m dans le cas présent), et à le blinder immédiatement pour limiter au maximum sa décompression. Le blindage était assuré par des viroles béton tronconiques de 30 cm d'épaisseur coulées en place à l'aide d'un coffrage articulé. Le cycle terrassement-blindage devait impérativement être exécuté dans la journée.

Le terrassement a été effectué au moyen de deux pelles : l'une, CAT 325 à bras télescopique équipé en benne preneuse, placée en tête de puits, effectuait l'évacuation des déblais, tandis que la seconde, (Case 488/9T) demeurant en permanence au fond de l'excavation, effectuait le terrassement au moyen d'un godet pour la partie centrale et d'une

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

AREA

Maitre d'œuvre

Scetauroute

Entreprises titulaires du marché

- Campenon Bernard SGE (mandataire)
- Campenon Bernard Régions
- Valérian (terrassements)

Principaux sous-traitants et fournisseurs

- **Etudes d'exécution** : EEG/Campenon Bernard SGE
- **Pieux et soutènements** : Franki Fondations
- **Terre armée** : Royans Travaux - Perino Bordone
- **Armatures** : Nouharet
- **Béton prêt à l'emploi** : SATM
- **Etalements et équipages mobiles** : SEMI - Sérismet - Métalform
- **Montage de charpentes** : CMB (Constructions Métalliques du Beaujolais)
- **Injections** : Cofex
- **Précontrainte** : Freyssinet
- **Corniches préfabriquées** : Verazzi
- **Appareils d'appui** : Cipec
- **Ecrans - Barrières** : S. L. Equipement Routier

Photo 2
Excavation
d'un puits marocain
Excavation
of a Moroccan shaft



► fraise pour la finition périphérique (photo 2). La nature du terrain, relativement tendre, mais de bonne cohésion, ainsi que l'absence de venues d'eau notables, ont permis la réalisation des six puits (deux est et quatre ouest) dans les conditions prévues, au rythme d'environ un puits toutes les trois semaines.

Après achèvement de l'excavation, les puits ont été équipés de dispositifs nécessaires aux injections de clavage prévues en périphérie, afin d'assurer un parfait contact sol-blindage.

Le bétonnage pouvait alors intervenir sous forme d'un radier de 2 m de haut, puis de voiles de 2,2 m d'épaisseur. Ces parties étaient fortement ferrillées (environ 100 kg/m³).

Le noyau central résiduel a été ensuite remblayé, mais sans nécessité de compactage.

A l'issue de cette opération, les injections périphériques ont pu avoir lieu : les faibles quantités mises en œuvre pour chaque puits ont confirmé la bonne cohésion du sol, et validé la méthode retenue pour ces fondations.

Pieux

Les autres appuis des viaducs sont fondés, de manière plus classique, sur pieux forés. Les piles et les culées reposent ainsi respectivement sur quatre et deux pieux de 1,2 m de diamètre, dont la profondeur varie de 8 à 20 m.

Ces pieux (au total 48 pour les viaducs, et 32 pour les ouvrages SNCF) ont été sous-traités à l'entreprise Franki.

Appuis

Piles et pilettes

Les piles et pilettes sont de deux types :

- ◆ les piles situées sur les naissances d'arcs, connectées aux tabliers par des appareils d'appui fixes, et faisant transiter, de ce fait, des efforts importants, ont une section rectangulaire (2,2 m x 1,0 m) et sont rigidifiées entre elles par une entretoise. Leur hauteur varie de 24 à 30 m ;

- ◆ les autres piles et pilettes sur arcs, munis d'appuis à pot multi ou monodirectionnels sont de section très réduite (1 m de diamètre) comparativement à leur hauteur (jusqu'à 20 m), toujours en raison du souci architectural de finesse des ouvrages. Cette caractéristique, conjuguée au dimensionnement au séisme, a conduit dans ces parties d'ouvrage à des ferrillages extrêmement denses frôlant, dans certains cas 500 kg/m³ !

Dans ces conditions, la densité d'armatures n'autorisant aucun recouvrement ni même manchonnage, il a été nécessaire de préfabriquer les cages d'armatures sur toute la hauteur des piles (jusqu'à 18 m!), et de les mettre ainsi en place avant toute opération de coffrage. Ceci imposait, d'une part l'utilisation de moyens de levage spécifiques – les poids des cages dépassant les capacités des grues à tour –, et d'autre part des dispositifs de maintien (bridage ou haubanage) temporaire des armatures. Les piles étaient ensuite réalisées à l'aide d'un coffrage semi-grimpant par levées quotidiennes de 3,50 m (piles circulaires) ou 3,70 m (piles rectangulaires).

Culées

Les culées sont de conception classique. Elles présentent toutefois la particularité de comporter en tête du mur garde-grève un coin fusible, destiné à "sauter" en cas de déplacement important sous sollicitation sismique.

Arcs

Les arcs, qui sont la spécificité des viaducs du Crozet, sont constitués de deux membrures d'inertie variable (largeur constante : 1,2 m, mais hauteur variable de 3,6 m à la naissance à 1,8 m à la clé), reliées à la base de chaque pilette par des entretoises assurant la rigidité transversale. Ces membrures prennent appui sur des massifs communs ancrés dans les fondations (puits marocains) évoquées précédemment, et recevant les vérins dans des niches prévues à cet effet. Des câbles de précontrainte reliant les massifs aux arcs sont également prévus, en vue d'éviter le soulèvement des sections d'appui. Ainsi, la réalisation de ces arcs se voit notamment compliquée par les spécificités suivantes :

- ◆ une géométrie non répétitive (chaque arc est différent des autres) ;
- ◆ un ferrailage très dense ;

◆ l'absence d'ancrage à leur base en phase de construction.

Naissances d'arcs

Les huit naissances d'arcs sont toutes très différentes les unes des autres : leur volume varie de 130 à 210 m³, et leur inclinaison de 25 à 54°. Très ferraiillées, elles se présentent comme des massifs de 7 m de large, et d'une hauteur pouvant atteindre 7,5 m ; leur forme impose qu'elles soient coffrées sur toutes leurs faces, et elles doivent être bétonnées en une phase afin d'assurer leur monolithisme (une reprise de bétonnage serait très difficile à bien traiter en raison de sa surface, et de la densité d'armatures). Les tubes de précontrainte les traversent, en outre, de part en part. Tous ces paramètres ont rendu leur réalisation excessivement délicate :

- ◆ ferrailage très dense ;
- ◆ problèmes d'accessibilité ;
- ◆ fortes poussées de béton dans les coffrages ;
- ◆ difficultés de mise en place du béton, et de vibration.

Arcs et entretoises

Initialement, les arcs prévus devaient être réalisés à partir d'un platelage général, reposant sur un étaieiment traditionnel. Ils étaient alors exécutés par plots, demi-arc après demi-arc.

Rapidement, il s'est avéré que cette méthode était très pénalisante en terme de planning (les opérations de montage et de démontage de tels étaieiments étant très longues), et que les tassements devant, évidemment, être limités au maximum, ceci conduisait à des fondations provisoires extrêmement conséquentes ; en outre la prise au vent de tels étaieiments (100 à 140 m de long par 20 m de haut) était très importante.

L'entreprise s'est donc orientée vers une solution innovante, proposée par le bureau d'études SEMI, qui prévoyait un étaieiment constitué de grandes palées entretoisées entre elles, présentant les avantages suivants (photo 3) :

- ◆ nombre limité de points d'appui, donc de pieux provisoires ;
- ◆ prise au vent réduite ;
- ◆ préfabrication maximum, donc pose et dépose beaucoup plus rapides.

Sur cet étaieiment, au lieu d'un platelage général, SEMI a conçu, en liaison avec le bureau des méthodes de l'entreprise, des équipages mobiles permettant la réalisation, successivement, de deux plots de 11 m de long.

Ces équipages, placés initialement aux extrémités des arcs, étaient déplacés sur l'étaieiment à l'aide de vérins, et prenaient appui sur des rotules bloquantes permettant de reprendre les pentes variables des arcs.

Ainsi, tous les deux plots, les équipages, de 28 m de long chacun, étaient avancés afin de permettre



Photo 3
Etaieiment
et équipage d'arc
Arch bracing
and shuttering

la réalisation des plots suivants. Durée de l'opération : environ 1,5 jour.

Cet outil, après relativement peu de mises au point sur les premiers plots, a bien fonctionné permettant la réalisation de l'arc du viaduc Est en quatre mois, et celle des trois arcs de l'ouest en moins de sept mois.

Les entretoises étaient, quant à elles, également exécutées à partir des équipages, dès le décoffrage du plot auquel elles se rattachent.

Décintrements et vérinages des arcs

Expliqué au paragraphe "Vérinages", les arcs doivent donc être vérinés en cours de construction. Dans le cas des ouvrages du Crozet, quatre opérations de vérinage ont été mises en œuvre pour chaque arc :

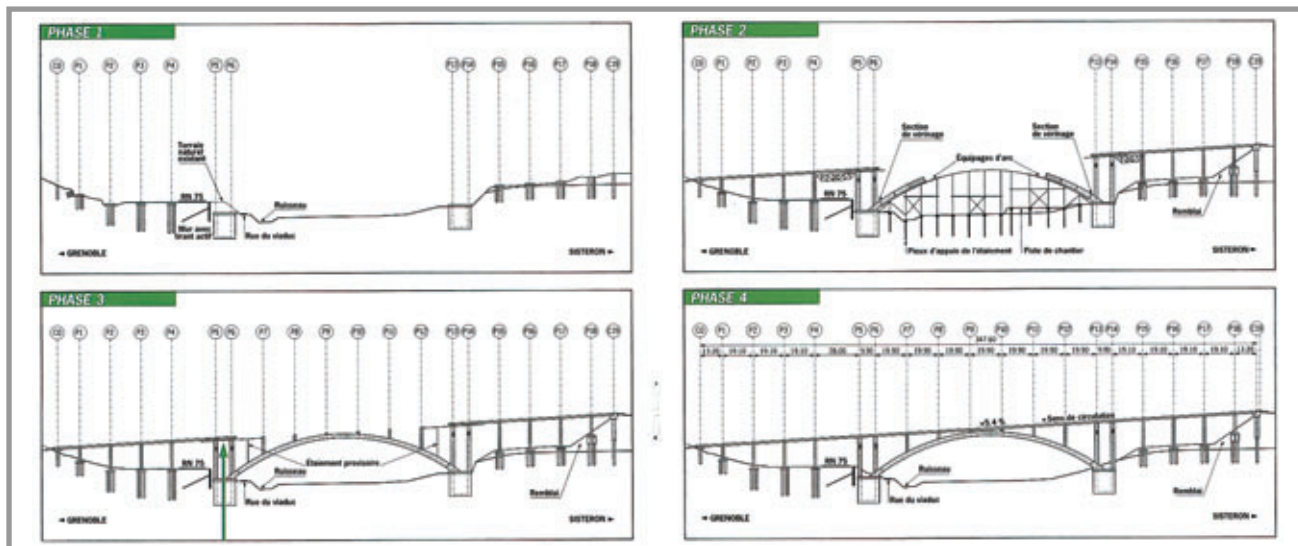
- ◆ à l'issue du bétonnage du plot de clavage, en vue du décintrement ;
- ◆ après réalisation des pilettes sur arc ;
- ◆ en cours d'avancement du tablier sur l'arc concerné ;
- ◆ enfin, après complet achèvement du tablier et des superstructures.

Chaque vérinage était effectué à l'aide de 16 vérins (huit à chaque section de vérinage) d'une capacité unitaire de 500 à 1000 t selon les arcs, reliés à deux centrales électriques. Une instrumentation très complète était mise en œuvre (inclinomètres, capteurs de déplacements, de pression, et de température, prismes, station "topo" motorisée...) afin d'analyser en temps réel le compor-

PRINCIPALES QUANTITÉS **ET MOYENS MIS EN ŒUVRE**

- Bétons : 25 000 m³
- Armatures : 2 700 t
- Précontrainte : 220 t
- Levage : 4 grues à tour et grues automotrices

Figure 2
Phases de construction
de l'ouvrage Est
*Construction phases
for the east structure*



tement de l'arc. Toutes les données en résultant étaient visualisées grâce à un logiciel d'acquisition. Les déplacements observés sur les arcs et sur les massifs étaient ainsi comparés, au fur et à mesure des montées en pression, à ceux prévus aux calculs afin d'une part, de s'assurer de leur conformité, et d'autre part – à l'occasion du premier vérinage – de mieux appréhender le comportement du sol (souple ou raide).

Il s'est ainsi avéré que ce dernier était très raide, ce qui est rassurant du point de vue de la pérennité des ouvrages car les phénomènes de fluage du sol à long terme devraient être limités.

Tabliers

Les tabliers des quatre ouvrages ont une largeur de 13 m ; la sous-face s'inscrit dans un arc de cercle, de sorte que leur épaisseur atteint 75 cm au centre et 30 cm aux extrémités.

Ils sont précontraints longitudinalement au moyen de câbles 12T15S, continus dans les ouvrages SNCF, et se recouvrant de plots en plots (ancrages en extradados) dans le cas des viaducs.

Les tabliers des deux ouvrages SNCF ont chacun été exécutés en une phase (830 m³) au moyen de cintres prenant appuis sur des palées reposant sur les semelles de piles.

Pour leur part, les tabliers des viaducs étaient découpés en plots correspondant aux travées, la longueur de chaque plot variant de 13 à 29 m de long pour un volume de 120 à 250 m³.

L'entreprise a choisi de les réaliser à l'aide de cintres auto-lanceurs dont le fonctionnement s'apparentait à celui des équipages d'arcs (photo 4). Leur conception ayant également été confiée au bureau d'études SEMI, ce dernier a repris le principe de grandes palées (s'appuyant, soit au sol,

soit sur les arcs) sur lesquelles les équipages de 30 m de long (un à chaque extrémité de tablier) pouvaient se déplacer à l'aide de vérins prenant appui sur les poutres sablières en tête des palées. Ces équipages étaient constitués de trois plateaux (un central et deux latéraux) pouvant être écartés, afin de permettre le franchissement des appuis lors de l'avancement.

Sur le viaduc Est, le tablier a été bétonné à partir de chaque culée, de part et d'autre de l'arc pendant sa réalisation, puis une fois ce dernier achevé et vériné, la progression des plots sur l'arc s'est effectuée de façon symétrique jusqu'au clavage (figure 2). Dans le cas du viaduc Ouest, la nécessité de charger les arcs symétriquement au fur et à mesure de leur réalisation, a imposé un phasage plus délicat : les deux équipages ont également été installés initialement sur chaque culée, puis ils ont effectué chacun plusieurs allers-retours au-dessus des deux arcs extérieurs, avant de se rejoindre au-dessus de l'arc central, exécuté en dernier.

Le tablier du viaduc Est a été réalisé entre septembre 1997 et mai 1998, tandis que celui de l'Ouest, commencé en mai 1998 s'est achevé en novembre de la même année.

Superstructures et équipements

Les quatre ouvrages sont équipés de corniches béton (bandeau côté intérieur et caniveau côté extérieur).

Ces corniches ont été préfabriquées par éléments de 5 m, puis scellées dans le tablier par une longrine en béton B35 G + S. A l'extérieur des corniches caniveau est fixé un écran antibruit, transparent, afin de protéger les riverains des nuisances sonores.

Les tabliers sont revêtus d'une étanchéité (com-

plexe haute cadence), puis de la chaussée. Les joints de chaussée (souffle 180 mm) sont situés au droit de chaque culée.

■ CONCLUSION

Les viaducs du Crozet, s'ils ne battent pas de records en terme de dimensions, constituent cependant des ouvrages exceptionnels à bien des égards, notamment en raison :

- ◆ de leur finesse qui a conduit à la mise en œuvre de bétons hautes performances et de ferrillages de densités très élevées ;
 - ◆ de l'absence de répétitivité des structures (arcs de portées et d'épaisseurs variables et travées de longueurs différentes) ;
 - ◆ de la nature du sol, peu adaptée aux caractéristiques des ouvrages en arcs, qui a imposé des solutions techniques délicates (puits marocains, vérinages en pieds d'arcs, géométrie de construction...);
 - ◆ des outils de construction innovants qu'il a fallu mettre au point pour leur réalisation.
- Ils présentent donc un grand intérêt à tous ces titres. Il faut cependant garder à l'esprit les difficultés engendrées par le parti architectural.



Photo 4
Equipage du tablier sur le viaduc Ouest
Shuttering of deck on the west viaduct

ABSTRACT

The Crozet viaducts. Two arch bridges over the A51

G. Vanbremeersch

The two viaducts of the Crozet, 348 and 364 m long, are characterised by their very fine design and their reinforced concrete arches (one for the east viaduct and three for the west viaduct). These characteristics, combined with earthquake-resistant design features, have led to very high reinforcement densities and to the use of high-performance concrete. In addition, the nature of the soil required the provision of appropriate support conditions to handle the heavy loads coming from the arches. The Campenon Bernard Consortium, awarded the contract, thus had to use original technologies such as large Moroccan shafts, travelling formwork moving on an arch-shaped support, or the jacking of arches. These methods, sometimes at the limit of feasibility, made it possible to design the outstanding structures completed on the section of the A51 motorway.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die Crozet-Hochbrücken Zwei Bogenbrücken über die Autobahn A51

G. Vanbremeersch

Die jeweils 348 bzw. 364 m langen Crozet-Hochbrücken sind durch eine große Eleganz und zwei Bögen aus Spannbeton (ein Bogen an der östlichen, drei Bögen an der westlichen Hochbrücke) besonders gekennzeichnet. In Verbindung mit der unerlässlichen Berücksichtigung der Erdbebengefahr haben diese Kenndaten ein dicht gewirktes Bewehrungsnetz und den Einsatz von Hochleistungsbeton erforderlich gemacht. Auch mußten aufgrund der Bodenbeschaffenheit geeignete Abstützungsbedingungen geschaffen werden, um die hohen Beanspruchungen durch die Bögen aufzunehmen. Die mit der Projektausführung beauftragte Arbeitsgemeinschaft Campenon Bernard hat daher ungewöhnliche bzw. innovierende Technologien heranziehen müssen, wie etwa eine spezielle Schachtbauweise großer Abmessungen, die Arbeit der mobilen Einsatzkräfte auf einer bogenförmigen Abstützung oder Hebevorgänge am Sockel

der Bögen. Diese manchmal bis an die Grenze des Machbaren getriebenen Methoden haben die Errichtung von Bauwerken ermöglicht, die diesen Abschnitt der Autobahn A51 durch ihren hohen technischen Entwicklungsgrad prägen.

RESUMEN ESPAÑOL

Los viaductos de Le Crozet. Dos puentes de bóvedas en la autopista A51

G. Vanbremeersch

Los dos viaductos de Le Crozet, de 348 y 364 m de longitud se destacan por su extraordinaria esbeltez y sus bóvedas de hormigón armado) una para el viaducto Este y tres para el viaducto Oeste). Estas características, combinadas con la necesidad de tener en cuenta los riesgos sísmicos, han dado lugar a elevadas concentraciones de densidad de las armaduras y al empleo de un hormigón de elevadas características. Asimismo, el género del terreno ha precisado crear condiciones de apoyo propicias para la transmisión de esfuerzos importantes procedentes de las bóvedas.

El grupo de empresas constructoras Campenon Bernard, titular del contrato de estas obras, ha tenido que recurrir a tecnologías desacostumbradas o innovadoras, como, por ejemplo, los pozos marroquíes de grandes dimensiones, así como equipos móviles que se desplazan sobre una entibación en forma de arco, u operaciones de maniobra de cilindros hidráulicos (gatos) para la ejecución de los arcos por su base. Estas metodologías, que se han situado en ciertos casos en el límite de la factibilidad, han permitido ejecutar obras señeras, para el tramo de la A51.

Le viaduc de la rivière sur l'autoroute A 29

Liaison Pont de Normandie -

Sur l'autoroute A 29, au sud du pont de Normandie, le viaduc de la Rivière Saint-Sauveur franchit une zone urbanisée. Le souci de son intégration au site et les contraintes liées à trois franchissements de voies existantes ont conduit à une conception architecturale innovante.

Les méthodes de construction ont fait appel à la préfabrication de pièces lourdes et encombrantes aux formes géométriques complexes, pour lesquelles il fallait garantir une constance des teintes de parements.

Ce résultat a été obtenu par la mise au point d'un béton avec agrégats limités à 12,5 mm, offrant une rhéologie stable sur deux heures et une utilisation systématique de la maturométrie.

■ CONCEPTION GÉNÉRALE

Situé sur l'autoroute A29 sud qui reliera le pont de Normandie à l'autoroute A13, le viaduc de la rivière Saint-Sauveur permettra le franchissement de deux voies communales et de la voie ferrée Honfleur - Pont l'Évêque. La conception architecturale a été fortement conditionnée par le souci de l'intégration dans le milieu urbain afin d'éviter que l'ouvrage n'écrase visuellement le site :

- ◆ rythme des appuis fixé à 30 m en harmonie avec l'implantation des voiries existantes ;
- ◆ travées constituées de voûtes en béton armé rappelant les anciens ponts en maçonnerie ;
- ◆ voûtes à inertie variable de l'appui vers la clé avec tympans évidés donnant à l'ensemble une grande impression de transparence ;
- ◆ habillage des appuis par placage de briques ;

- ◆ deux tabliers indépendants avec vide central limitant l'effet de couverture.

■ LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

Confiantes au bureau d'études "Razel Techniques & Méthodes", les études d'exécution de cet ouvrage ont eu à tenir compte de contraintes très spécifiques :

- ◆ une géométrie de l'ensemble de l'ouvrage très complexe ;
- ◆ le soulèvement des travées de rive provenant de leur faible portée ;
- ◆ une structure hautement hyperstatique et très "tendue" ayant nécessité une modélisation 3D de plus de 1500 nœuds (soit un total de 9000 degrés de liberté) ;
- ◆ la mise au point d'un phasage de construction très précis avec opérations d'équilibrages intermédiaires pour optimiser les efforts dans la structure ;
- ◆ l'introduction d'une précontrainte extérieure.

■ LES APPUIS

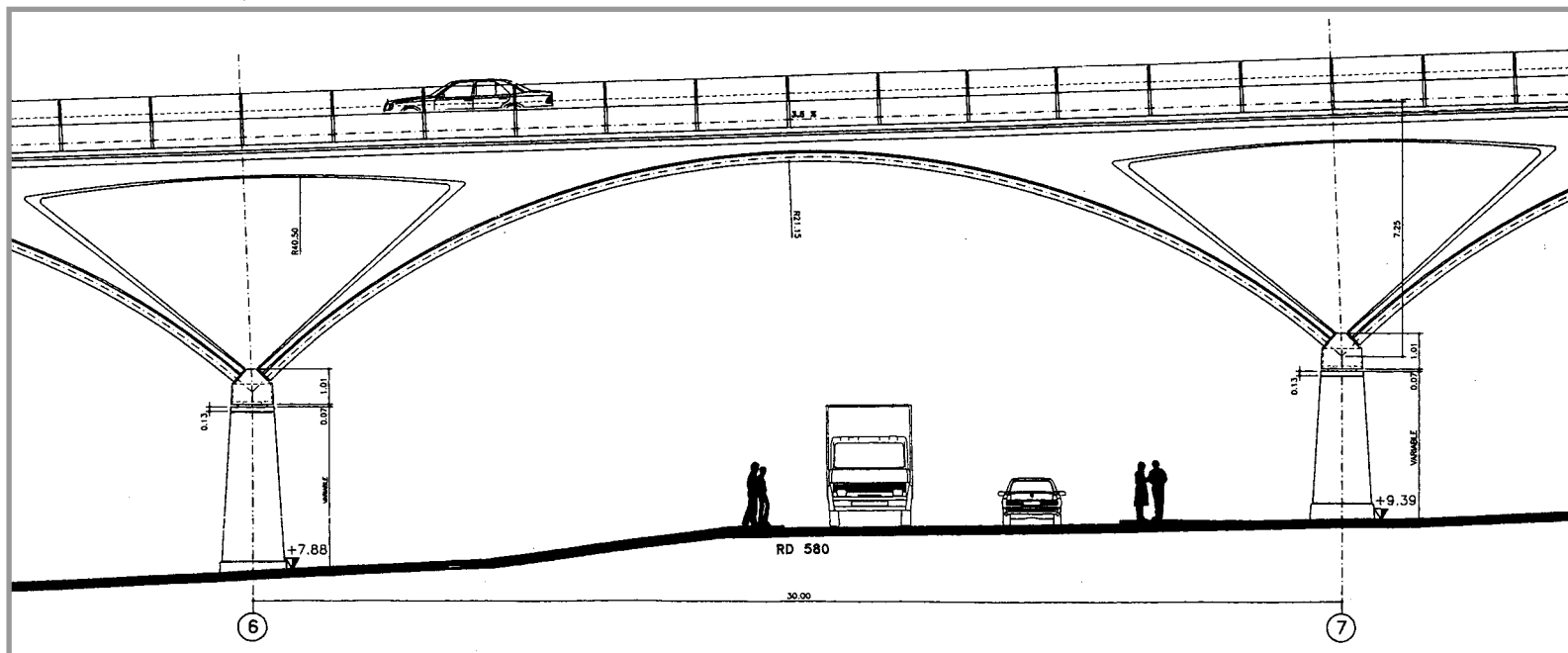
La fondation de chaque appui de tablier (pile ou culée) se compose de six pieux d'un mètre de diamètre dont la longueur varie de 15 à 26 ml pour traverser les alluvions fines et s'ancrer dans les

Situation générale
General location



Chaque tablier d'une longueur totale de 290 m se compose de deux travées de rive de 10 m et de neuf travées courantes de 30 m. La largeur hors tout de chaque tablier est de 11,55 m

Each deck is 290 m long and made up of two bank sections of 10 m and nine middle sections of 30 m. The overall width of each deck is 11,55 m



Saint-Sauveur

Autoroute A13

graves ou les argiles grises. Les pieux sont réalisés par vibrofonçage d'un tube métallique retiré à la suite du bétonnage.

Les pieux des piles sont couronnés par une semelle BA de 12,60 x 4,10 x 1,50 m de hauteur dont la réalisation a nécessité la mise en place, sur sept appuis, de batardeaux provisoires en palplanches et sur trois autres de blindages partiels.

Pour éviter, compte tenu de la faible portée des travées de rive, la poussée du remblai de la culée sur le fût de la pile adjacente, une liaison pile-culée par voiles en béton s'est avérée nécessaire.

Les fûts de pile sont constitués de voiles massifs à géométrie complexe (aucun angle droit) dont la hauteur varie de 1,80 à 5,60 m. Les parements de ces voiles sont soit revêtus de briques soit traités par sablage.

Sur les culées les réactions d'appui, dont le sens peut s'alterner en fonction des chargements, sont reprises par un système tenon-mortaise.

■ LA PRÉFABRICATION

Trois types de pièces ont été réalisées par préfabrication :

- ◆ les coques des chevêtres sur piles ;
- ◆ les demi-arcs des travées courantes ;
- ◆ les demi-arcs des travées de rive.

Les coques des chevêtres sur piles

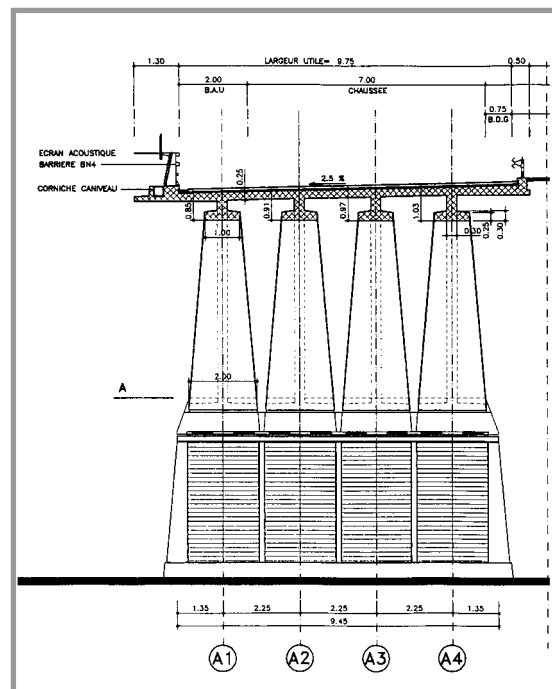
Pour garantir la qualité et la constance des teintes des parements, l'entreprise a proposé en variante au projet de base, de préfabriquer des coques béton en forme de U comprenant l'ensemble des aciers du chevêtre et servant de coffrage au nœud de jonction chevêtre-pied d'arc. Dans ces coques sont positionnés divers inserts :

- ◆ platines servant d'appui aux pièces métalliques sortant en pieds d'arc et servant au réglage de leur pose ;
- ◆ inserts pour la fixation des dispositifs maintenant les coques de chevêtre pendant la pose des arcs préfabriqués.

Les demi-arcs des travées courantes

Pour la préfabrication de ces pièces ainsi que des coques de chevêtres, une aire spécifique a été aménagée à proximité du pylône sud du pont de Nor-

mandie. Cette aire est desservie par une grue à tour utilisée pour les opérations de coffrage, ferrailage, bétonnage et une grue automotrice de 90 t servant à la manutention des pièces préfabriquées. Le transport de ces dernières vers leur lieu de stockage puis sur le chantier est assuré par une remorque spécialement conçue tenant compte de la géométrie et du poids des pièces (30 à 34 t). Quatre moules ont été installés pour réaliser les 144 pièces nécessaires à la cadence d'une pièce tous les deux jours par moule.



Coupe transversale. Quatre arcs à inertie variable supportant un hourdis de 25 cm d'épaisseur

Cross section. Four variable inertia arches supporting a deck structure 25 cm thick



Pose des demi-arcs préfabriqués des travées courantes à l'aide d'une grue de 120 tonnes

Placing of precast semi-arches for middle sections by means of a 120 t crane

Photo Guy Isaac

**Coffrage
des demi-arcs
de travées courantes**
*Shuttering of semi-arches
for middle sections*



Photo Guy Isaac

**Vue générale
du tablier achevé**
*General view
of completed deck*

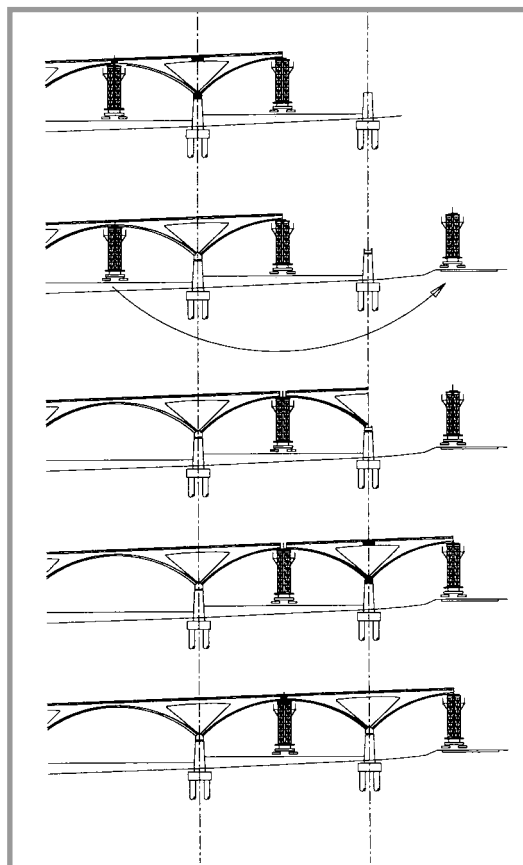


**Pose des demi-arcs de travées
courantes montrant la jonction
du pied de ces dernières
avec les coques des chevêtres
sur piles**

*Placing of semi-arches for middle
sections, showing the junction
at the base of these sections
with the shells of the pier heads*



Photo Guy Isaac



Les arcs des travées de rive

Ces pièces d'un poids unitaire de 25 t sont préfabriquées dans un moule unique qui est successivement positionné derrière la culée sud puis derrière la culée nord.

Pour la réalisation de ces trois types de pièces préfabriquées, il a été nécessaire compte tenu d'une part, des formes géométriques complexes et d'autre part des densités importantes d'armatures, de mettre au point un béton spécifique avec agrégats limités à 12,5 mm et rhéologie maintenue sur deux heures.

LE TABLIER

La pose des différentes pièces préfabriquées (coques de chevêtres, arcs courants et de rive, prédalles du hourdis) et les clavages de ces différentes pièces entre elles doivent se faire dans un ordre rigoureux pour respecter les hypothèses de calcul d'une structure très "tendue".

Le hourdis s'exécute par tronçons successifs de 30 m dans un ordre bien précis afin de ne pas trop solliciter la structure porteuse en phase provisoire. Dans un premier temps, les prédalles dites centrales (3 x 4 prédalles de 7,50 m) sont positionnées sur les demi-arcs. Le porte-à-faux des prédalles de rive est repris par un jeu de portiques transversaux spécialement conçus.

Les différentes étapes de fabrication du tablier.

De haut en bas : Etat initial – Transfert palée et pose chevêtre sur Pn – Pose demi-arcs à l'amont de Pn – Pose demi-arcs à l'aval de Pn et clavage chevêtre et tympan Pn – Déchargement palée aval Pn et clavage à la clé travée Pn-1/Pn

The different deck construction phases. From top to bottom : Initial condition - Transfer of lag and placing of pier head on Pn - Placing of semi-arch upstream of Pn - Placing of semi-arch downstream of Pn and keying of pier head and tympan Pn - Unloading of downstream lag and keying of span Pn - 1/Pn

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Société des Autoroutes Paris-Normandie

Maitre d'œuvre

Scetauroute

Architecte DPLG

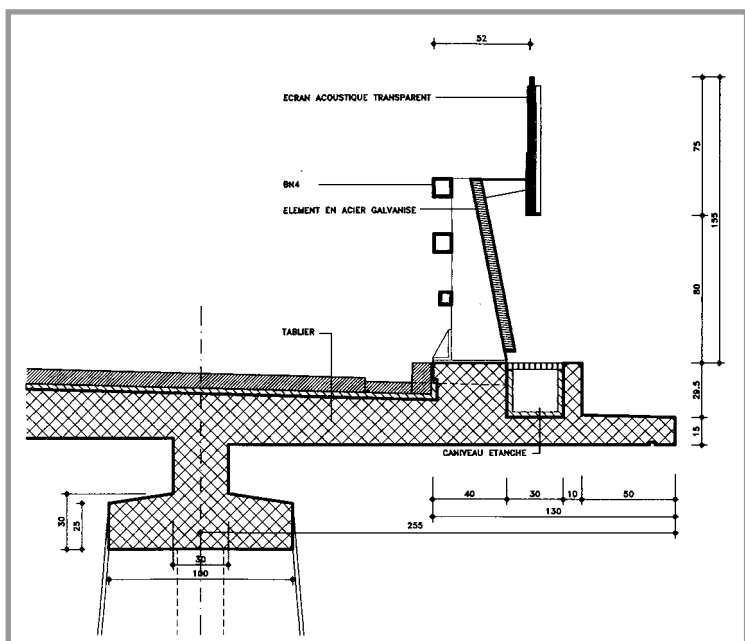
Marc Mimram

Entreprise

Razel Frères

Après ferrailage en place, la dalle de compression est bétonnée puis les portiques enlevés, libérant ainsi le tablier pour la mise en place des équipements des superstructures.

A noter que la précontrainte extérieure constituée de huit câbles 19T15S est mise en œuvre en une seule phase après réalisation complète du tablier.



Détail de rive du tablier
Detail of bank-deck

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Pieux béton armé

- Diamètre 1000 : 2 600 ml

Appuis

- Béton : 4 500 m³
- Coffrage : 5 800 m²
- Aciers : 400 t

Batardeaux en palplanches

585 t

Tablier

- Arcs préfabriqués de travées courantes : 144 u – Poids unitaire : 32 t
- Arcs préfabriqués de travées de rive : 16 u – Poids unitaire : 25 t
- Hourdis coulé sur prédalles participantes : 5 800 m²

Total ouvrage

- Béton : 8 900 m³
- Aciers passifs : 1 200 t
- Aciers de précontrainte : 104 t

ABSTRACT

The Saint-Sauveur River viaduct on the A29 motorway

Link between the Normandy Bridge and Motorway A13

J. Mesqui, M. Mimram, J.-M. Tanis, G. Latroy, D. Richard, F. Belblidia, P. Aublanc, E. Boudot, E. Mercier, M. Placidi, J.-P. Commun

On motorway A29, south of the Normandy Bridge, the Saint-Sauveur River viaduct crosses an urban zone. Requirements relative to integration within the site and constraints relative to three crossings of existing tracks led to an innovative architectural design. Construction methods included the pre-casting of heavy and cumbersome parts with complex geometrical shapes, for which it was necessary to guarantee consistent facing colours.

This was achieved by the development of a concrete with aggregates limited to 12,5 mm, offering a stable rheology for two hours and systematic use of curing of measurements.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die Hochbrücke der Autobahn A29 über den Fluß Saint-Sauveur Verbindung des Pont de Normandie mit der Autobahn A13

J. Mesqui, M. Mimram, J.-M. Tanis, G. Latroy, D. Richard, F. Belblidia, P. Aublanc, E. Boudot, E. Mercier, M. Placidi, J.-P. Commun

Südlich des Pont de Normandie überquert die Autobahn A29 den Fluß Saint-Sauveur mit einer Hochbrücke über eine bebauten Zone. Die Bemühung um eine gelungene landschaftliche Eingliederung und die aus drei Überquerungen von vorhandenen Verkehrswegen folgenden technischen Vorgaben sind in eine innovierende architektonische Konzeption gemündet.

Im Rahmen der Baumethodik sind schwere, sperrige Teile mit komplexen geometrischen Formen, für deren Verkleidungen darüber hinaus eine konstante Farbgebung gewährleistet sein mußte, vorgefertigt worden.

Dieses Ergebnis wurde dank der Entwicklung eines Betons mit Zuschlagstoffen der maximalen Korngröße

12,5 mm, der über zwei Stunden eine stabile Rheologie erlaubt, und des systematischen Einsatzes der Alterungsmessung erreicht.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto del río Saint-Sauveur en la autopista A29

Enlace Puente de Normandía - Autopista A13

J. Mesqui, M. Mimram, J.-M. Tanis, G. Latroy, D. Richard, F. Belblidia, P. Aublanc, E. Boudot, E. Mercier, M. Placidi y J.-P. Commun

El viaducto del río Saint Sauveur salva una zona urbanizada por la autopista A29, al sur del puente de Normandía. El afán de una adecuada integración en este emplazamiento y los imperativos relacionados con tres franqueos por otras tantas vías existentes, han dado lugar a un diseño arquitectónico innovador. Los métodos de construcción han integrado la prefabricación de los elementos pesados y voluminosos de formas geométricas complicadas, pero para las cuales era preciso garantizar una constancia de los tonos de los paramentos.

Se ha obtenido semejante resultado por el desarrollo de un hormigón con áridos limitados a 12,5 mm, que permite una reología estable en dos horas, así como una utilización sistemática de la madurometría.

L'ouvrage de Pakse

L'ouvrage de Pakse est situé au Laos, au-dessus du fleuve Mékong. C'est un axe important pour le développement du sud du Laos.

D'une longueur totale de 1400 m, cet ouvrage sera construit en voussoirs préfabriqués posés avec une poutre de lancement (photo 1).

Le choix des techniques de construction a été imposé par des contraintes d'environnement importantes et on notera trois faits significatifs qui ont permis le bon démarrage de ce projet :

- rapidité de décisions des entreprises;
- choix et implication des sous-traitants;
- utilisation des ressources locales.

■ SITUATION GÉOGRAPHIQUE

L'imposant fleuve du Mékong prend naissance en Chine puis traverse le Laos, la Thaïlande, le Cambodge et le Vietnam. C'est un des principaux axes de vie de la population du Sud-Est asiatique (photo 2).

Sa traversée a toujours été difficile, et ce n'est que depuis ces dix dernières années que des ouvrages définitifs ont pu être construits.

Le premier pont a été installé dans le milieu de la dernière décennie et permet la traversée du Mékong depuis la Thaïlande jusqu'au Laos, près de la capitale : Vientiane.

Le deuxième ouvrage est celui de Pakse. Un troisième pont, financé par l'Australie, est en cours de construction.

La ville de Pakse, capitale régionale du sud Laos, est située dans une région riche en ressources naturelles et ce nouveau pont de Pakse est financé par le gouvernement japonais.

Cet ouvrage sera un élément du nouveau plan de réhabilitation des infrastructures qui est entrepris pour le développement des ressources de cette région du sud Laos.

■ L'ENVIRONNEMENT DE L'OUVRAGE

La ville de Pakse est située à la jonction du Mékong et de la rivière Si Don. Pour traverser le Mékong par la route, en direction de la frontière Thaïlandaise, on a le choix d'utiliser un ferry ou de louer un petit bateau en bois. La partie la plus étroite du fleuve est large de 1300 m environ avec des bords abruptes de 15 m de hauteur. A l'emplacement du pont, les rives du fleuve ont une pente moins abrupte.

On distinguera deux aspects de ce fleuve :

- ◆ pendant la saison sèche (de décembre à mai), le fleuve s'écoule tranquillement avec des hauteurs de 2 à 5 m et est très utilisé par les pêcheurs ;
- ◆ pendant la saison humide (de juin à novembre), ce long fleuve tranquille se transforme en un torrent d'eau avec des variations de niveau de plus de 10 m.

Le courant est tel que les bateaux ferries doivent longer le fleuve pendant plus de 1 km avant de prendre le courant et d'effectuer la traversée avec un angle de 45°.

■ LES CONTRAINTES D'ÉTUDES DE CONCEPTION

De nombreuses contraintes d'environnement ont été imposées aux concepteurs de l'ouvrage durant les études de conception.

La première contrainte est l'isolement du site. La capitale, Vientiane, bien qu'étant située à seulement 700 km, est d'accès très difficile par un réseau routier en très mauvais état. Il y a encore plus de 200 km de chaussée non goudronnée et le voyage, dans des conditions pas trop inconfortables, prendra environ deux jours.

Les seuls matériaux fournis localement sont les agrégats. Tous les autres matériaux doivent être achetés depuis Bangkok et transportés depuis les ports thaïlandais.

Deuxième contrainte : la très grande variation de niveau et la puissance des courants du fleuve ; ceci implique de réaliser en saison sèche tous les travaux en rivière qui sont programmés sur des périodes intermittentes de 6 mois par an.

Troisième contrainte : le manque de profondeur de l'assise rocheuse ; ce qui signifie que des pieux forés devront être utilisés, au lieu de pieux battus, et que des aménagements particuliers devront être entrepris.

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



au Laos

Stephen Grogan
CONSTRUCTION MANAGER
VSL

Peter Mahar
PROJECT MANAGER
VSL Thailand Co, Ltd

■ CHOIX DE LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Les concepteurs ont finalement choisi la solution avec voussoirs préfabriqués, posés en encorbellement, avec des longueurs de travée les plus importantes possibles, afin de réduire les coûts de fondation. Ce choix permet de résoudre les problèmes les plus importants :

- ◆ la réduction du nombre de piles (13) en rivière qui permet de réaliser les travaux en 12 mois, soit sur deux saisons sèches ;

- ◆ la réalisation du tablier en voussoirs préfabriqués qui permet d'effectuer les travaux de façon continue en dehors des contraintes liées au fleuve. L'utilisation d'une poutre de lancement assurant la construction du tablier pendant les saisons humides.

Les problèmes de fondations en rivière ont été résolus en augmentant le nombre de voussoirs par travée et en utilisant des câbles de haubanage (photo 3).

La configuration finale des travées est la suivante : 70 + (9 x 102) + 123 + 143 + 92 + 35 m (encadré "Caractéristiques techniques").

■ CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

Le projet a été attribué en octobre 1997 à un groupement d'entreprises japonaises composé de Shimizu Corporation et Hazama Corporation. Les travaux ont commencé presque immédiatement – pour profiter du début de la saison sèche en décembre – avec les travaux d'implantation, de fondation, d'installation de grues et barges et de préparation de la poutre de lancement.

Le groupement d'entreprises a choisi deux sous-traitants pour la réalisation des travaux principaux :

- ◆ Siam Tone, une entreprise thaïlandaise, pour les travaux de fondations et les semelles ;

- ◆ VSL pour la réalisation de la partie supérieure des piles, du bétonnage en place des voussoirs de pile, de la préfabrication des voussoirs, de la fourniture de la porte de lancement et de la réalisation du tablier.

■ FONDATIONS

Profitant du début de la saison sèche en novembre 1997, un tablier provisoire a été installé depuis la culée jusqu'à la pile P8. En juin 1998 les

travaux de fondation ont débuté aux piles 1 et 2, et simultanément le chantier a procédé à l'assemblage d'une barge en provenance du Japon, pour la réalisation des travaux sur les piles 9 à 12. L'emplacement des pieux a été défini avec précision en utilisant un gabarit métallique fixé au tablier provisoire.

La réalisation des pieux débutait par l'installation d'un coffrage métallique vibré à travers le sable et guidé par le gabarit métallique, puis utilisé pour la mise en place de la foreuse. Les forages sous bentonite ont ensuite été réalisés jusqu'à l'assise rocheuse.

La mise en place du béton a ensuite été réalisée par trémie, en remplacement de la bentonite. Pour la réalisation des semelles, le gabarit métallique et les pieux, placés avec précision, ont été utilisés pour la mise en place d'un coffrage perdu constitué d'éléments préfabriqués. Ce qui a permis une rapidité de construction des semelles et des amorces de piles.

Travaillant sur neuf fronts, toutes les fondations et infrastructures jusqu'à 5 m en dessous du tablier étaient terminées avant le début de la saison humide en juin 1998.

LES CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

- Longueur de l'ouvrage : 1 380 m
- Largeur totale : 11,8 m avec deux voies de circulation de 3,5 m
- Tablier :
 - travées principales : (9 x 102) + 123 + 143 + 91,5 m
 - travées de rive : 70 + 34,5 m
- Supports : 2 culées en béton armé ; 13 piles en béton armé de section ovale
- Fondations : pieux en béton armé coulé en place et semelle



Photo 2
Situation générale
General location

Photo 3
Maquette générale
avec la partie centrale
haubanée

General model
with the cable-stayed
middle part



■ PRÉFABRICATION DES VOUSOIRS

La préfabrication des voussoirs est réalisée sur chantier avec des coffrages métalliques fabriqués à Bangkok. La hauteur des voussoirs varie de 3,5 à 6,5 m et la longueur de 2,5 à 3,5 m.

Le choix de la méthode de préfabrication a tenu compte des critères suivants :

- ◆ le manque de main d'œuvre qualifiée au Laos ;
- ◆ toutes les travées ont une géométrie constante, sauf pour les travées 11 et 12 ;
- ◆ l'ouvrage est droit, sauf la première travée et une partie de la dernière travée qui possèdent une courbe horizontale. Sont donc concernés 44 voussoirs sur un total de 384.

Pour la préfabrication le choix était donc possible entre l'utilisation d'un long banc ou d'une cellule. Finalement, la solution retenue consiste à utiliser une combinaison des deux solutions.

Avec la cellule de préfabrication, le coffrage est fixe et le voussoir mobile. C'est le cas opposé avec un long banc.

VSL a conçu un système de long banc qui peut être utilisé d'une façon conventionnelle pour les travées 2 à 11, mais avec la possibilité de régler le voussoir conjugué de façon à obtenir la courbure des travées 1 et 12.

Cette solution a permis une meilleure utilisation de la main d'œuvre locale, mieux adaptée à la simplicité de la technique sur long banc.

■ RÉALISATION DU TABLIER

La pose des voussoirs préfabriqués sera réalisée avec une poutre de lancement placée sur le tablier. Cet équipement a été conçu par VSL et fabriqué en Malaisie, puis utilisé pour la construction du viaduc "Malaysia-Singapore Second Crossing", ouvrage réalisé par les entreprises Shimizu et VSL. Le lanceur a été conçu pour la pose de travée de 70 m avec appuis sur trois piles.

D'une longueur totale de 140 m, avec une section triangulaire de 5,5 m de hauteur pour la poutre principale, le lanceur est équipé de deux chariots de levage permettant une pose symétrique des fléaux en cours de construction. La longueur maximum des travées du viaduc de Pakse étant de 143 m, il a donc fallu apporter les modifications suivantes sur le lanceur :

- ◆ augmentation de la longueur de 15 m ;
- ◆ utilisation d'un mât de haubanage de 25 m de hauteur pour supporter la poutre principale.

Travées 1 à 10

Pour la réalisation des travées de 102 m, le lanceur a une largeur de 140 m dont 85 m à l'arrière du support principal et 55 m en porte-à-faux avant. Le support arrière est placé à 15 m du voussoir de pile du fléau précédemment posé. Pendant la pose du tablier, le premier voussoir est déplacé jusqu'au support principal, mais ne sera déplacé au-delà que

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Béton : 42 000 m³
- Ferrailage : 4 500 t
- Précontrainte : 979 t
- Voussoirs : 384

Montant total du projet :
 50 000 000 US \$

lorsqu'un deuxième voussoir sera suspendu au lanceur pour servir de contrepoids. Les deux voussoirs seront connectés au tablier simultanément.

Travées 11 - 12

Pour la réalisation de la travée de 143 m, le lanceur aura une longueur de 157 m, avec un porte-à-faux avant de 72 m. Un appui provisoire sera utilisé pour la pose des deux fléaux de la travée de 143 m. Cet appui sera équipé de vérins hydrauliques permettant de contrôler les efforts sur chaque fléau.

L'ouverture de l'ouvrage à la circulation est prévue pour le milieu de l'an 2000.

CONCLUSION

La réalisation des premières phases de construction du viaduc de Pakse, au-dessus du fleuve Mékong, semble confirmer le bon choix des solutions adoptées.

Une étroite collaboration entre les différents partenaires impliqués, depuis le stade d'appel d'offres jusqu'à la réalisation, ainsi que la rapidité de décisions du groupement d'entreprises adjudicataire ont été des éléments très importants dans la réussite de démarrage de ce chantier.

Le choix des partenaires a permis une bonne utilisation des techniques de construction à la fois complexe mais avec une certaine simplicité dans la réalisation permettant une optimisation des ressources locales.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Client

Communication Department of the Ministry of Communication, Transport, Post and Construction of the Lao People's Democratic Republic

Etudes

Nippon Koei Co. Ltd, en collaboration avec Construction Project Consultants, Inc.

Groupement d'entreprises

Shimizu-Hamaza Joint Venture

Principaux sous-traitants

- Siam Tone (fondation)
- VSL Thailand (tablier)

ABSTRACT

The Pakse structure in Laos

S. Grogan, P. Mahar

The Pakse structure is located over the Mekong River in Laos. It is an important element for the development of southern Laos. With a total length of 1,400 m, this structure will be constructed in precast segments placed with a launching beam. The choice of construction techniques was imposed by specific environmental requirements. Three significant factors allowed the successful undertaking of this project :

- fast decisions by contractors;
- selection and involvement of subcontractors;
- use of local resources.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die Pakse-Brücke in Laos

S. Grogan, P. Mahar

Die laotische Pakse-Brücke über den Mekong ist eine für die Entwicklung der südlichen Landesteile sehr wichtige Verkehrsachse. Das insgesamt 1400 m lange Bauwerk wird aus vorgefertigten Wölbern errichtet, die mittels Vorschiebeträger plziert werden. Die bautechnischen Entscheidungen wurden auf der Basis der erheblichen Umweltzwänge getroffen. Der reibungslose Start des Vorhabens kann auf drei Aspekte zurückgeführt werden :

- die Schnelligkeit der Entscheidungen der Unternehmen;
- die Auswahl und die weitgehende Einbeziehung der Nachauftragnehmer;
- die Verwendung lokaler Ressourcen.

RESUMEN ESPAÑOL

El puente de Pakse, en Laos

S. Grogan y P. Mahar

El puente de Pakse está ubicado en el Laos, y atraviesa el río Mekong. Se trata de un importante eje de comunicaciones para el desarrollo de la región sur del Laos. De una longitud total de 1400 m, este puente se habrá de construir por medio de dovelas prefabricadas dispuestas sobre una viga de lanzamiento. La opción de las técnicas de construcción se ha visto impuesta por los imperativos de entorno y cabe hacer mención de tres hechos significativos que

han permitido el correcto inicio de este proyecto :

- rapidez de decisión de las empresas constructoras;
- opción e implicación de los subcontratistas;
- utilización de los recursos locales.

Le Hung Hom Bypass

Avec 5,7 km de viaducs et 150 travées de voies surélevées au cœur de Hong Kong. Cet ouvrage a pour finalité de désengorger le trafic routier dans la péninsule de Kowloon, ainsi que la sortie du "Central Cross-Harbour Tunnel", le lien le plus utilisé entre l'île de Hong Kong et le continent. De plus, il comprend la reconstruction et l'élargissement de routes majeures, le développement d'un réseau de routes et d'égouts pour une nouvelle zone urbaine.

En partie sur la mer, en partie en ville, les ouvrages enjambent zones de fret, voies ferrées, routes, et passent au voisinage de bâtiments parfois résidentiels, créant ainsi de très importantes contraintes durant la construction, pour composer au mieux avec la vie de la ville.

D'une durée prévue de 36 mois, le projet a été attribué en mars 1996 sur la base d'une alternative. Les travaux sur chantier ont commencé fin 1996 et l'ouverture à la circulation est aujourd'hui programmée pour le premier semestre 1999 (photo 1).

■ PRÉSENTATION DU CHANTIER

Pour la partie ouvrages d'art, le chantier comprend :

- ◆ le "Hung Hom Bypass" : deux viaducs parallèles en béton précontraint, 2 x 4 voies, long d'environ 750 m reliant le front de mer de Tsim Tsa Shui Est à la zone urbaine de Hung Hom ;

- ◆ le "Princess Margaret Roadlink" : un ensemble de viaducs en béton précontraint incluant un saut de mouton, reliant le "Hung Hom Bypass" avec le cœur de la péninsule, l'axe routier est-ouest de Chatham Road et l'axe nord-sud vers Shatin ;

- ◆ la construction de six passerelles pour piéton, dont une en béton précontraint.

Pour l'ensemble des viaducs (figure 1), la méthode de construction choisie est la pose de voussoirs préfabriqués par encorbellement avec précontrainte interne et externe. La surface du tablier est de 51 100 m². Les travées sont au nombre de 150, de portées variant de 25 à 40 m avec des rayons de courbures aussi faibles que 50 m dans certains cas.

Les voussoirs sont au nombre de 1643. Leur poids varient entre 35 et 83 t, la longueur entre 3,1 et 3,7 m et la largeur entre 5,5 et 15,2 m. Le tonnage total de précontrainte est de 1 150 t.

■ UNE PRÉFABRICATION DÉLOCALISÉE

Pour ce projet, et pour la première fois à Hong Kong, la préfabrication des voussoirs a été complètement délocalisée du site de l'ouvrage. La limitation des terrains mis à disposition (en plein site urbain), l'accès en front de mer dont dispose le chantier et le

coût important de la main d'œuvre à Hong Kong ont conduit l'entreprise principale Maeda-Chun Wo Joint Venture (groupement Japano-chinois) à délocaliser (opération jusqu'alors impensable) l'aire de préfabrication en Chine populaire (le ratio sur le coût de main d'œuvre est de 1 pour 10 Chine - Hong Kong).

L'atelier de préfabrication des voussoirs a donc été installé sur l'île de "Little Montana", dans la province chinoise de ZhuHai, voisine de Macao, à 70 km par mer de Hong Kong.

Les voussoirs préfabriqués ont été alors chargés et transportés, par groupe de 40, à bord de barges équipées de mâts de charge jusqu'à l'aire de stockage du chantier en front de mer.

Une des difficultés associée à la décentralisation fut de garantir un bon suivi technique des opérations. L'établissement, le contrôle et le suivi de la géométrie de préfabrication nécessitent des compétences qui pouvaient être partagées avec les besoins du chantier à Hong Kong. Ils nécessitent aussi occasionnellement une couverture de bureau d'études. Dans le cas du contrôle de la géométrie de l'ouvrage confié à VSL (qui par ailleurs a défini les moules, et lancé la préfabrication), seule une force opérationnelle a été délocalisée, et une couverture technique permanente (Hong Kong et France) a été assurée par le biais d'un réseau informatique et de régulières visites.

Parmi les particularités de cet ouvrage, il est à noter que le choix esthétique d'un arrondi de rayon 500 mm pour la transition âme-hourdis inférieur combiné avec de très petits rayons de courbure – jusqu'à seulement 50 m –, et des voussoirs de longueur moyenne 3,4 m, a posé des difficultés particulières de mise en place de panneaux latéraux extérieurs coulissants et d'un masque de coffrage rotatif.

■ DES FONDATIONS ALLÉGÉES

Comme indiqué précédemment, l'entreprise principale a remporté ce projet sur la base d'une alternative. L'alternative a étendu de 60 à 100 % la proportion de tablier préfabriqué, développant une superstructure plus légère, induisant un très substantiel allègement des fondations. Au total, 140 pieux auront été forés, 137 barrettes auront été coulées, 207 pieux métalliques auront été battus. La profondeur des pieux forés dans la roche varient entre 15 et 75 m, pour un diamètre maximum de 2,5 m.

Photo 1
Vue générale du pont
en cours de construction
General view of bridge
during construction



à Hong Kong



Figure 1
Vue générale du projet
General view of project

Photo 2
Pose des voussoirs préfabriqués
avec la poutre de lancement
Placing of precast segments
with the launching beam

■ UNE POSE ENTRELACÉE

Tout le tablier a été construit selon la technique des encorbellements successifs à l'exception des 13 culées posées sur cintres. En fonction de la largeur des tabliers (supportant de une à quatre voies), deux types de caissons auront été utilisés, un de hourdis inférieur de 3,3 m, l'autre de 6,8 m, pour une table supérieure variant entre 5,5 m et 15,2 m de large (figure 2).

La durée impartie à la pose des voussoirs étant limitée à 18 mois, et compte tenu des aléas nombreux que présentait ce chantier dans sa partie nord où il traverse routes et voies ferrées, VSL en charge de la pose du tablier, a pris l'option d'utiliser une poutre de lancement là où la géométrie de l'ouvrage s'y prêtait et là où les contraintes au sol imposaient un approvisionnement des voussoirs et une pose à partir du tablier précédemment construit. Le reste de la pose a été assuré par des grues mobiles et à chenilles (photo 2).

Les contraintes ne se groupant pas nécessairement par lieux géographiques, les programmes de pose au lanceur et à la grue se sont entremêlés et certaines sections de l'ouvrage ont dû être construites à la grue avant une date limite fixe, de façon à permettre le passage du lanceur.

Dans les parties posées à la grue, il arrive que jusqu'à six tabliers soient à construire parallèlement, confinés dans un corridor entre deux chantiers de bâtiments, imposant une séquence très précise et difficilement modifiable.

■ LA POSE AU LANCEUR ET À LA GRUE

D'importantes contraintes climatiques

La région de Hong Kong présente la particularité d'être périodiquement soumise à de sévères conditions climatiques. Les pluies, parfois très abondantes (aisément 100 mm de précipitations en quelques heures), perturbent inévitablement les cycles de travail. La contrainte majeure reste cependant les typhons, qui apparaissent généralement entre les mois de mai et d'octobre. Leurs développements et déplacements font l'objet d'un contrôle continu depuis le chantier. De leur proximité et intensité dépendent les procédures de sécurité du chantier qui affectent tout particulièrement la pose.

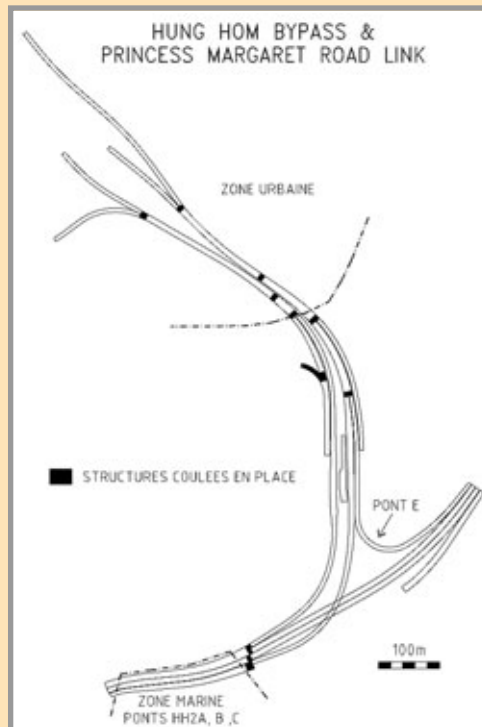
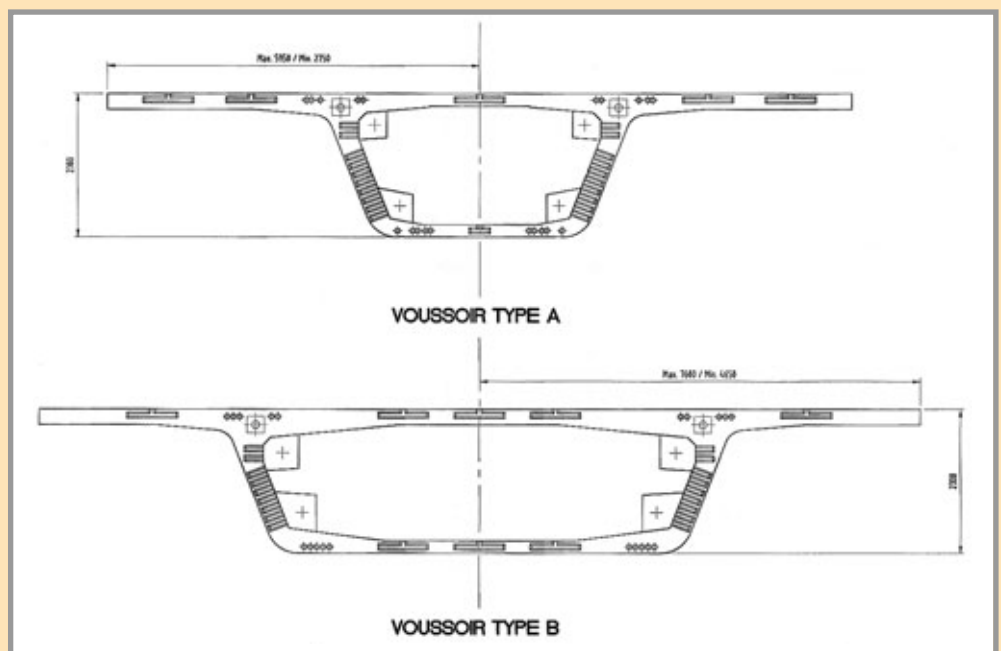


Figure 2
Coupe transversale
des voussoirs préfabriqués
Cross section
of precast segments



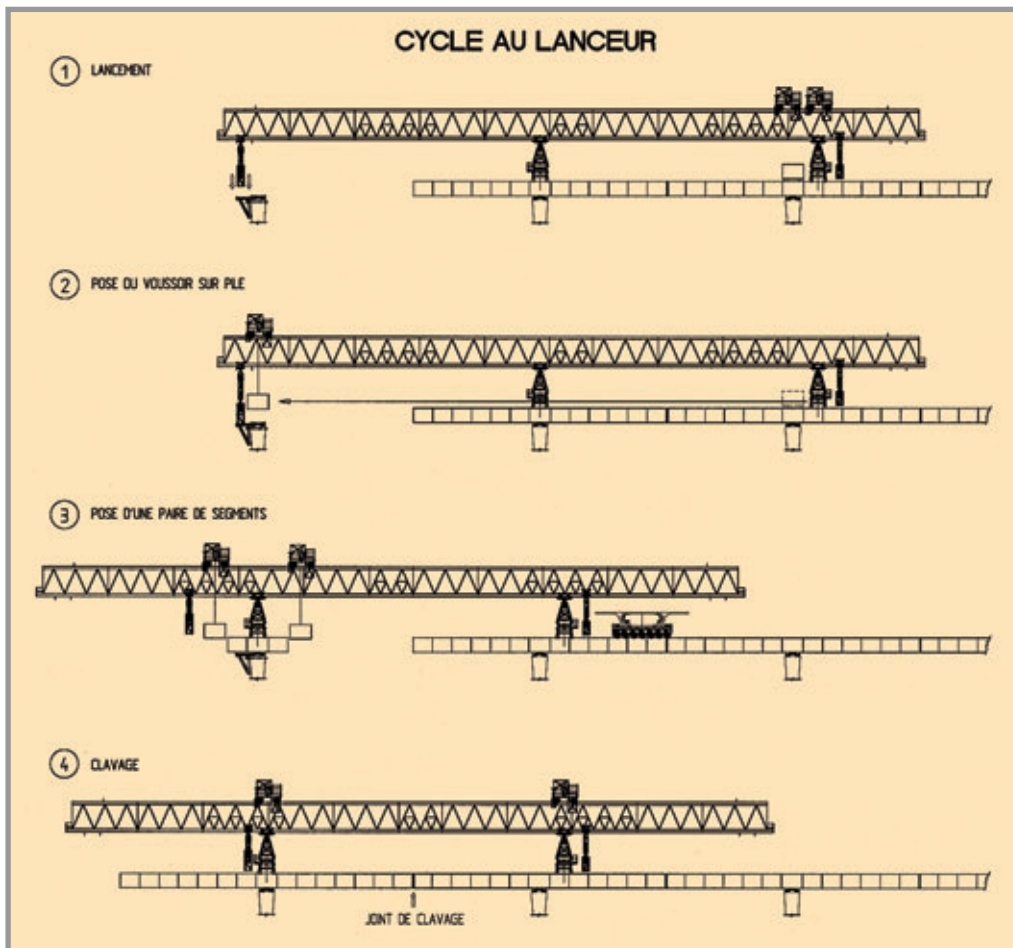
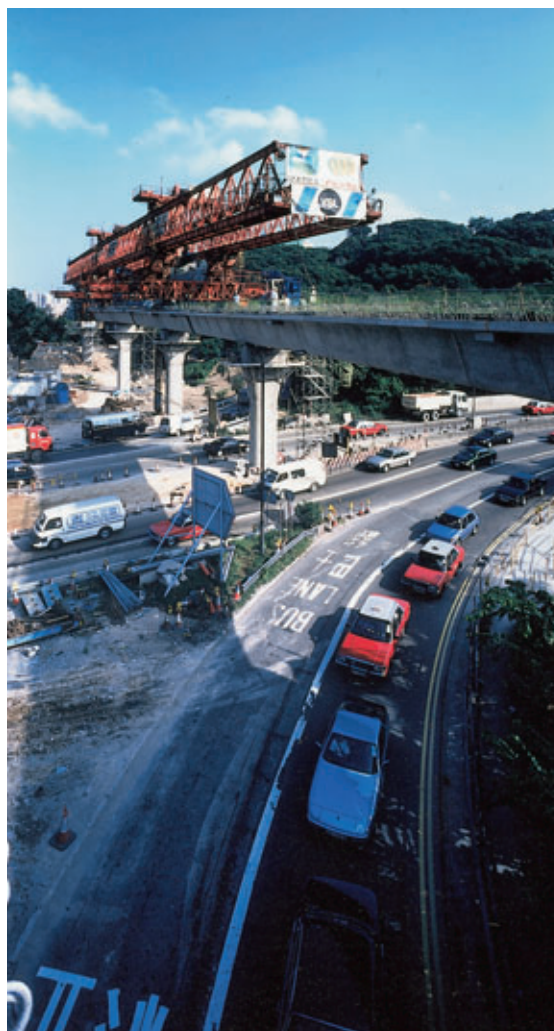


Figure 3
Cinématique de pose
des voussoirs au lanceur

*Placing of segments
with launcher*

Photo 3
Construction du tablier
au-dessus des voies
de circulation
*Construction of deck
over traffic*



LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Nombre de piles : 150
- Travées : de 25 m à 40 m
- Rayon de courbure minimum : 50 m
- Nombre de segments : 1 643 (de 35 à 83 t)
- Surface du tablier : 51 100 m²
- Acier de précontrainte : 1 150 t
- Appuis : 480 (ponts + passerelles pour piétons)
- Joints de chaussées : 49 (ponts + passerelles pour piétons)



Lorsque le signal d'alerte T3 (vent en rafale pouvant excéder 110 km/h à Hong Kong) est activé, les équipes de travaux suivent une procédure précise de mise en sécurité des équipements de chantier, et de protection du public (le chantier se trouvant en zone urbaine).

Le lanceur, de par sa situation très exposée, nécessite la mise en place d'une procédure tout à fait spécifique dont l'élaboration a commencé par l'étude et la modélisation de la prise au vent de l'équipement. Un dispositif complet de haubanage et mise en sécurité de la structure a été développé, les équipes ont été formées et entraînées de sorte que la mise en sécurité du lanceur a toujours pu être établie avant que la dépression n'atteigne Hong Kong. Lorsque le signal d'alerte atteint le signal T8 (rafales pouvant excéder 180 km/h), le travail n'est plus autorisé sur le chantier.

Pour la pose au lanceur, l'éventualité des typhons a parfois été un élément dimensionnant, intégré lors des études sur la base des calculs d'efforts et de stabilité produits par VSL, en amont de la construction des piles et des voussoirs.

Pour les grues, les mesures à prendre se résument à rabattre la flèche et sécuriser les petits équipements et divers, etc.

Un pont dans la ville

Toute la partie nord du chantier se trouve en milieu urbain. Une partie des fléaux à construire se trouve ainsi directement au-dessus de routes comptant parmi les plus fréquentées de Hong Kong, telles que les routes d'accès au Cross Harbour Tunnel, Chatham Road, les accès à la principale gare ferroviaire de Hong Kong.

De telles routes ne peuvent être fermées à la circulation que durant les nuits du dimanche au jeudi à partir de une heure à 2 heures selon les cas, et doivent être rouvertes entre 5 heures et 6 heures du matin. Compliquées par leur interaction, les fermetures de routes pour le lanceur, les grues, la reconstruction de voies auront été parfois un véritable "casse-tête chinois", leur programme devant être établi 7 jours à l'avance afin d'assurer l'information et l'action des différentes autorités impliquées et de permettre au public d'être informé à temps par journaux, radios et autres médias quelques jours à l'avance.

De telles contraintes exacerbent l'importance de la préparation, de l'exactitude des méthodes de pose tant au lanceur qu'à la grue où la précision de positionnement s'est révélée extrêmement critique, ainsi que la productivité et la ponctualité des équipes de travaux.

Le chantier traverse, nous l'avons vu, les voies ferrées du Kowloon Canton Railway Corporation (KCRC). Celles-ci constituent le seul lien ferroviaire entre Hong Kong et la République Populaire de Chine et sont empruntées par une large partie du fret fer-

roviaire ainsi que par les trains passagers à destination et en provenance de Chine. Le trafic ferroviaire dans cette zone est en conséquence très dense, avec les derniers trains peu avant une heure et les premiers peu après 5 heures du matin, ce qui a limité très lourdement les horaires pour tous travaux et tous transits de matériel au-dessus des voies. Qui plus est, la mise en place d'un nouveau programme de protection automatique des trains, les tests et mises au point associés ont la moitié du temps limité la durée allouée à la pose des voussoirs à 1 heure par nuit. Dans ces cas limites, la pose d'une paire de voussoirs a été effectuée par des équipes travaillant sur un véritable mode de commando (photo 3).

Une pose délicate

Jusqu'à six fléaux en parallèle, de fortes courbes, des gradients et dévers importants, un programme tendu. Autant de caractéristiques du projet qui ont influencé les méthodes de travail développées par VSL.

Le choix de la grue s'est ainsi imposé face au lanceur pour de nombreux fléaux où le rayon de courbure, entre 50 et 90 m était pénalisant pour l'utilisation d'un lanceur qui devait être capable par ailleurs d'assurer une pose en double tablier, d'enjamber une colonne manquante, où le gradient dépassait les 8 %.

De fortes courbes

La forte courbure de fléaux comme ceux du pont E ($R = 50$ m) ou encore la forte dissymétrie de voussoirs tels que sur les ponts HH2B & HH2C en mer, présentaient des difficultés tout à fait particulières, avec de forts moments d'axe longitudinal, pendant la phase de construction, qui excédaient 300 t.m. Un clouage excessif étant un facteur trop surdimensionnant pour les structures et très contraignant dans les phases d'ajustement, VSL a mis en place des méthodes d'équilibrage telles que l'installation de contrepoids (jusqu'à 50 t) liaisonné par un chevêtre au voussoir sur pile avec 6 m d'excentricité (figure 3).

Des fléaux à trois bras

Lorsque deux tabliers fusionnent pour n'en former qu'un, ou encore que la taille du caisson préfabriqué change, le bureau d'études en charge du projet, Hyder Consulting Ltd, a choisi d'assurer ces transitions par le biais de têtes de pile coulées en place avec lesquelles les voussoirs sont liaisonnés par un joint de clavage.

Pour la pose, VSL a dû développer des méthodes originales pour positionner et ajuster avec la précision requise, et dans le vide, les voussoirs adjacents et ce en tenant compte des déformations de colonne composées, d'axe longitudinal (de l'ouvrage) et d'axe transversal, dans la phase de construction.

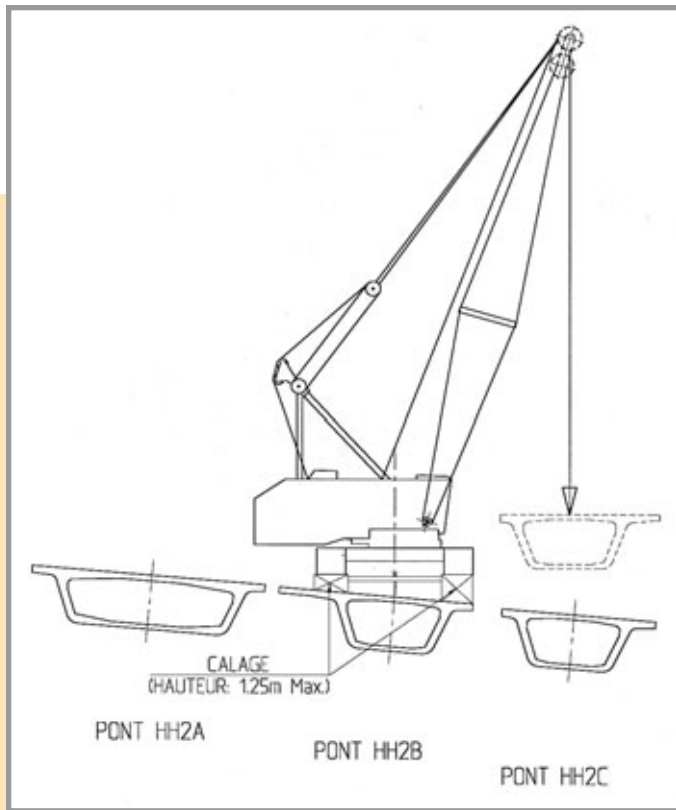
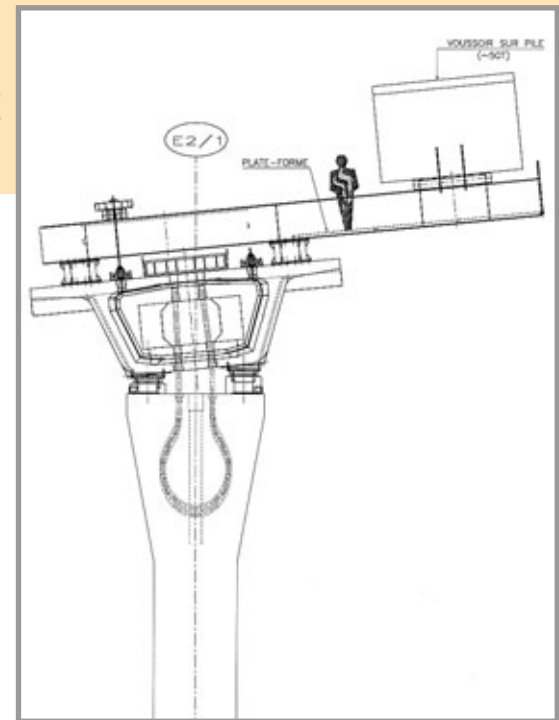


Figure 4
Pose du tablier
à partir du pont existant
*Placing of deck
from existing bridge*

Figure 5
Equilibrage du moment
d'axe longitudinal en phase de construction
*Balancing of longitudinal access
during construction*



Des grues sur le pont

Les limitations de la durée impartie à la pose et la nécessité d'utiliser le lanceur dans les zones sans accès par le sol ont poussé VSL à maximiser la pose à la grue. Un exemple original est la pose des ponts HH2B & C (figure 4).

Tout comme le pont HH2A, ces deux ouvrages sont situés au-dessus de la mer. Le pont HH2A fut construit le premier en utilisant le lanceur, seul outil approprié. Ce tablier a alors été utilisé comme plate-forme pour la pose du tablier adjacent HH2B, à l'aide d'une grue sur chenille de capacité 200 t et avec un approvisionnement des voussoirs par le même tablier. Cette opération a été répétée à partir du pont HH2B pour le dernier pont. Ces méthodes, définies suffisamment en amont, n'auraient eu d'autres conséquences qu'un léger renforcement du ferrailage du hourdis supérieur afin d'éviter les tensions de la table entre les âmes et sur les ailes (l'espacement des chenilles ne pouvant être parfaitement compatibles avec l'entraxe des âmes), et l'installation préalable de l'ensemble de la précontrainte extérieure afin de donner aux travées supportant la grue une résistance suffisante à l'effort tranchant. De plus, un important travail de préparation aura été nécessaire afin de compenser des gradients et dévers importants (respectivement jusqu'à 6 % et 10 %) pour obtenir une horizontalité acceptable pour la grue travaillant à pleine capacité et très sensible en flèche dans les phases de levage (figure 5).

LES DERNIÈRES LIGNES AVANT L'OUVERTURE

Aujourd'hui, la pose du tablier touche à sa fin, les travaux de routes et d'égouts sont bien avancés, ne laissant sur le chemin critique pour l'entreprise principale que la finition du tablier (parapets, drainage, étanchéité, revêtement) avant une ouverture aujourd'hui prévue autour du début juin 1999 (photo 4).



Photo 4
Vue de l'ouvrage après pose des tabliers
View of structure after the placing of decks

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Highways Department - Division Routes du Gouvernement de Hong Kong

Maitre d'œuvre

Maunsell Consultants Asia Limited

Entreprise principale

Maeda-Chun Wo Joint Venture

Bureaux d'études

- Hyder Consulting Limited (études)
- Tony Gee and Partners consulting engineers (vérifications)

Principaux sous-traitants

- VSL Hong Kong Limited (tablier)
- Gammon Fondations (pieux)
- Bachy Solétanche (barrettes)

Marché

- 1,444 milliard de HK dollar (1,01 milliard de francs)
- Délai 36 mois

ABSTRACT

The "Hung Hom Bypass" in Hong Kong

J.-Y. Mondon

With 5,7 km of viaducts and 150 spans of elevated roads in the heart of Hong Kong, the Hung Hom Bypass is designed to relieve traffic on the Kowloon peninsula, as well as at the Central Cross-Harbour Tunnel, the link most used between the island of Hong Kong and the continent. It also includes the reconstruction and widening of major roads, and the development of a road and sewer network for a new urban zone.

Built partly on the sea and partly in town, the structures straddle the freight zones, railways and roads, and run near residential buildings, so that major constraints are placed on construction work, in order to avoid disturbing life in town.

With its expected duration of 36 months, the contracts for this project were awarded in March 1996 based on an alternative. The works began at the end of 1996, and the facility is to be opened to traffic by the first half of 1999.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Der "Hung Hom Bypass" in Hongkong

J.-Y. Mondon

Das im Herzen Hongkongs zu errichtende Gesamtbauwerk mit seinen 5,7 km Hochbrücken und 150 Feldern überhöhter Straßenabschnitte soll den Straßenverkehr auf der Halbinsel Kowloon und an der Ausfahrt aus dem "Central Cross-Harbour Tunnel", der am stärksten befahrenen Verbindung zwischen der Insel Hongkong und dem Festland, entlasten. Das Projekt beinhaltet darüber hinaus den Neubau und die Verbreiterung einiger Hauptstraßen sowie die Entwicklung eines Straßen- und Kanalisationsnetzes für ein städtisches Neubaugebiet.

Die zum Teil über dem Meer, zum Teil mitten in der Stadt zu errichtenden Bauwerke führen über Fracht und Transportbereiche, Eisenbahnanlagen, Straßen und oftmals unmittelbar an teilweise zu Wohnzwecken genutzten Gebäuden vorbei, so daß die Zwangsvorgaben für die Bauarbeiten wenig Spielraum lassen, wenn sich keine zu große Beein-

trächtigung des Lebens der Stadt ergeben soll.

Der Auftrag für das auf 36 Monate Abwicklungsdauer veranschlagte Projekt wurde auf der Basis einer Alternative im März 1996 vergeben. Die Arbeiten an der Baustelle sind Ende 1996 begonnen worden; der heute für die Verkehrsfreigabe geplante Termin ist das erste Halbjahr 1999.

RESUMEN ESPAÑOL

El "Hung Hom Bypass" en Hong Kong

J.-Y. Mondon

Con 5,7 km de viaductos y 150 tramos de vías realizadas por encima del terreno natural, en pleno centro de Hong Kong, esta estructura tiene por cometido descongestionar el tráfico viario en la península de Kowloon, así como la salida del "Central Cross-Harbour Tunnel", que es el enlace más utilizado entre la isla de Hong Kong y el continente. Además, incluye la reconstrucción y la ampliación de carreteras principales, el desarrollo de una red de carreteras y de alcantarillado para una nueva zona urbana. En parte sobre el mar y en parte en la propia ciudad, las estructuras pasan por encima de las zonas de fletes, vías férreas y carreteras y pasan también en las cercanías de edificios que, en ciertos casos, presentan un carácter residencial, creando de este modo muy importantes sujeciones durante la construcción, para adaptarse del mejor modo posible a la vida de la ciudad.

Con una duración proyectada de 36 meses, el proyecto se ha atribuido durante el mes de marzo de 1996, según una fórmula alternativa. Las obras han dado comienzo hacia finales de 1996 y la apertura al tráfico está programada actualmente para el primer semestre de 1999.

Le "kisosansen project" au japon

Deux viaducs sur les rivières Ibi et Kiso

Situé à environ 300 km au sud-ouest de Tokyo, le "Kisosansen Bridges Project" regroupe la construction de deux viaducs à superstructure mixte béton-acier extradossée (photo 1). Ces deux ouvrages de 1397 m pour le "Ibigawa Bridge" et de 1145 m pour le "Kisogawa Bridge" feront partie de la nouvelle voie autoroutière reliant Nagoya à Kobe (New Meishin Expressway, figure 1). Ils sont situés à la limite nord-est de la préfecture de Mie, à 15 km au sud-ouest de Nagoya City, entre les villes de Kawagoe et Yatomi.

D'une durée de trente-trois mois, les travaux de superstructures ont débutés à l'été 1998. Ils se termineront par l'ouverture de ces deux ponts prestigieux, prévue au printemps 2001.



Figure 1
 Plan de situation
 Location

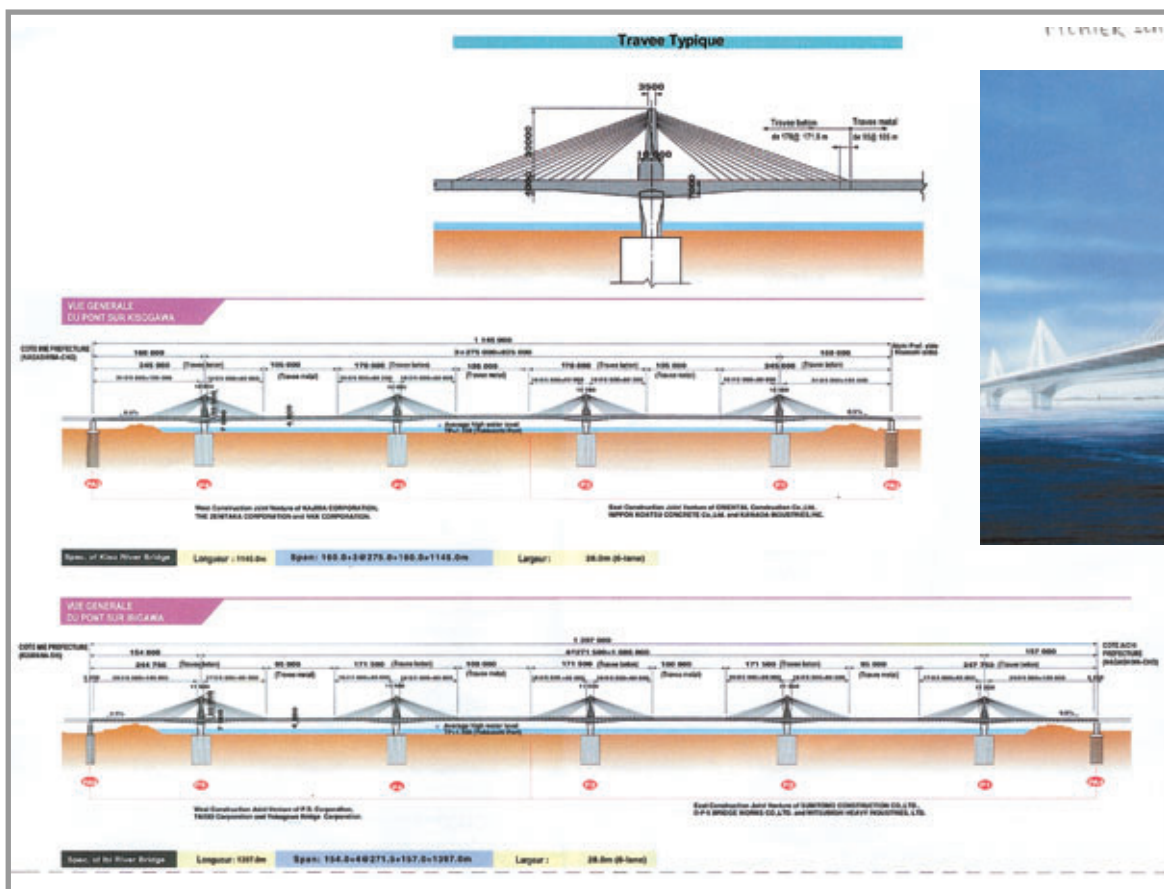


Photo 1
 Vue générale de l'ouvrage
 General view of structure

Figure 2
 Vue générale des deux ouvrages
 General view of the two structures

■ PRÉSENTATION DES SUPERSTRUCTURES DE CES OUVRAGES

Ces ouvrages de structure similaire (figure 2) sont composés respectivement de cinq piles maritimes et de deux culées à terre pour Ibigawa Bridge, de quatre piles maritimes et de deux culées à terre pour Kisogawa Bridge.

Les travées courantes

Sur chacune des piles, trois voussoirs préfabriqués et conjugués entre eux sont posés préalablement au moyen d'une grue flottante. Ces trois voussoirs une fois assemblés et précontraints forment alors le voussoir sur pile qui, reposant après réglage sur ses appuis néoprène définitifs, est alors temporairement précontraint verticalement avec la pile.

Figure 3
De haut en bas :
Principe de pose des travées
de rive du viaduc Kisogawa et
principe de pose de la travée
de rive ouest du viaduc Ibigawa

From top to bottom :
Placing of bank sections
of the Kisogawa viaduct.
Placing of west bank section
of the Ibigawa viaduct

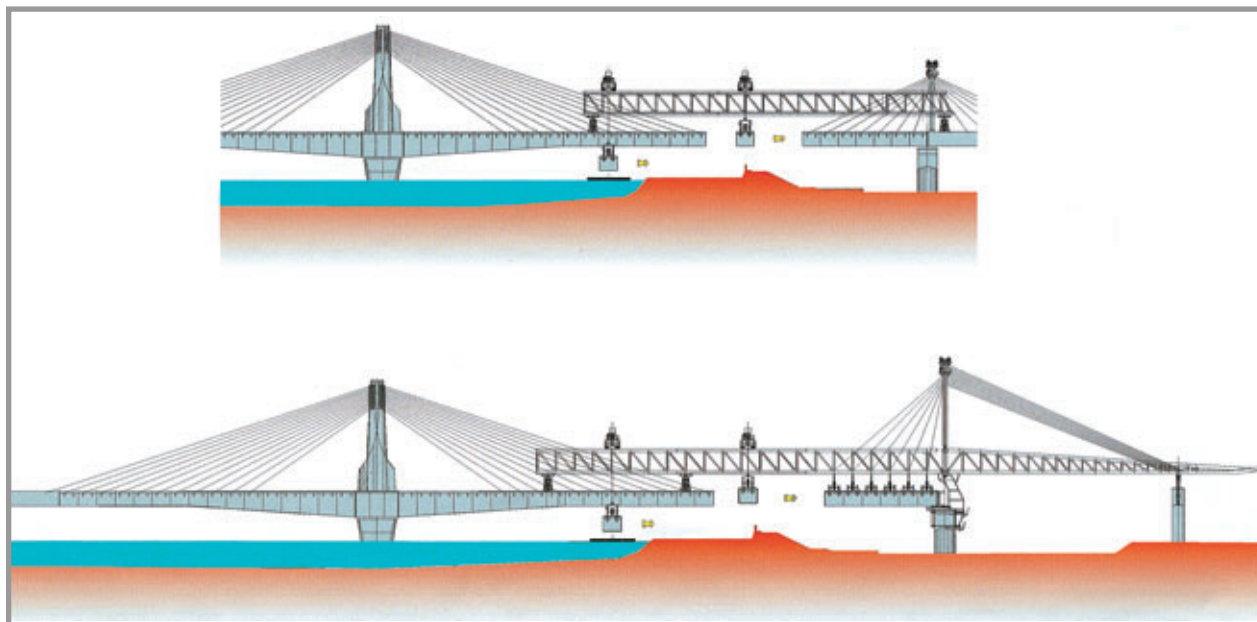


Photo 2
Vue générale de l'aire
de préfabrication
des voussoirs
*General view of segment
precasting area*



De chacun des côtés de ces voussoirs sur pile, seize à dix-sept voussoirs préfabriqués entre eux par conjugaisons successives sont alors amenés en position par paires symétriques afin de minimiser le déséquilibre du fléau en construction.

Des chèvres de levage brûlées aux extrémités de la portion de tablier déjà construite, permettent de hisser simultanément et jusqu'à leurs positions finales, ces paires de voussoirs amenées au préalable à proximité par deux barges flottantes.

Chaque voussoir mesurant de 28 à 33 m perpendiculairement à l'axe général de l'ouvrage et 5 m parallèlement à ce même axe pèse de 350 à plus de 400 t.

Un pylône de 30 m de haut, construit en place juste après la pose du voussoir de pile, permet dès lors le haubanage permanent des voussoirs standards au fur et à mesure de leur assemblage en fléaux équilibrés.

Ces fléaux béton de 171,50 m de longueur maximum sont, une fois terminés, reliés deux à deux par l'intermédiaire d'un tablier métallique d'une lon-

gueur variant de 95 à 105 m et d'un poids maximum de 2000 t qui sera hissé en une opération. Les portées courantes, une fois ce tablier métallique connecté aux fléaux béton adjacents, varieront donc de 271,5 m pour le viaduc Ibigawa à 275,0 m pour le viaduc Kisogawa. Ce rapport d'environ un à dix entre la hauteur du pylône (30 m) et la portée (275 m) fait entrer cet ouvrage dans la catégorie des ponts extradossés.

La faible inclinaison de ces haubans pouvant par ailleurs être sollicités jusqu'à 65 % de leur capacité, contribue mieux à l'effet de précontrainte extérieure recherché. Ceux-ci sont par conséquent moins sollicités que dans le cas d'un pont haubané classique, aux effets de fatigue générés par les charges roulantes de service imposées à l'ouvrage.

Les travées de rives

Les études et les méthodes de construction de ces quatre impressionnantes travées de rive (2 x 65 m de long sur Ibigawa et 2 x 75 m sur Kisogawa) composées de treize à quinze voussoirs béton préfabriqués aussi par conjugaisons successives, nécessitent une coordination rigoureuse et soutenue.

D'un poids moyen de 5 600 t, ces travées de rive seront assemblées sur place depuis leur voussoir de culée vers l'extrémité du premier fléau équilibré. Pour les travées de rive du viaduc Kisogawa, un cintre métallique d'environ 120 m de long s'appuyant vers l'extrémité du dernier fléau équilibré ainsi que sur la travée d'approche juste derrière la culée, permettra la pose de cette travée de rive en faux fléau. Celle-ci sera par ailleurs haubanée temporairement jusqu'à un pylône provisoire érigé sur le tablier d'approche au droit de la culée. Ce pylô-

ne sera lui aussi retenu vers l'arrière par des haubans ancrés à cette travée d'approche (figure 3 en haut).

Cette travée d'approche n'existant pas encore lors de la construction de la travée de rive ouest du viaduc Ibigawa, la Joint Venture en charge des travaux avec la collaboration étroite de l'entreprise VSL s'oriente plutôt vers l'utilisation d'un cintre métallique haubané d'une longueur d'environ 200 m. Ce cintre précontraint verticalement sur la première pile de la future travée d'approche derrière la culée permettra alors d'amener treize voussoirs (dont celui de culée) et d'en suspendre douze (figure 3 en bas).

Le poids total suspendu à ce cintre avoisinera alors les 4 800 t. La précontrainte permanente sera ensuite mise en place entre ces treize voussoirs et le dernier fléau équilibré.

Cette méthode de construction a par ailleurs l'avantage de minimiser les efforts temporaires de construction dans la superstructure béton permanente.

■ ORGANISATION GÉNÉRALE DU PROJET

Le montant du "Kisosansen Bridges Project"

Le budget total de la construction du "Kisosansen Bridges Project" est estimé à environ 85 milliards de yens (700 millions de dollars US).

Les projets de travaux publics de cette envergure et de cette technicité sur le marché local japonais sont généralement partagés entre différentes Joint Ventures regroupant nécessairement au sein de chacune d'elles un major du BTP (first level contractor) ainsi que des entreprises plus spécialisées dans le béton préfabriqué et précontraint ou bien dans la construction métallique (second level contractor).

Les différents participants au projet

Si ce n'est peut être pas la solution la moins coûteuse, les décideurs du Japan Highways (le client) ont considéré qu'il était souhaitable d'avoir quatre Joint Ventures pour la réalisation des superstructures des deux viaducs; ceci afin de garder la compétition (interne au pays) ouverte pour d'éventuels futurs projets similaires au Japon ou bien même à l'étranger (voir l'encadré des principaux intervenants).

VSL, via sa filiale établie au Japon depuis maintenant plus de 10 ans, intervient comme sous-traitant pour le compte de Ibi West JV et de Kiso East JV en tant que concepteur et fabricant des outils nécessaires à la préfabrication et à la pose des voussoirs préfabriqués.



Photo 3
Préfabrication des voussoirs sur pile
Precasting of pier segments

■ LES MOYENS MIS EN ŒUVRE POUR LA CONSTRUCTION

Les études d'exécution des ouvrages permanents

Ces deux viaducs d'aspect extérieur similaire mais qui présentent des formes intérieures différentes, ont été étudiés simultanément par les quatre Joint Ventures. Les différents bureaux d'études proposèrent donc à leur client du Japan Highways, des calculs aboutissant à des formes béton intérieures ainsi qu'à des schémas de précontrainte évidemment différents.

Ces alternatives furent alors largement discutées et défendues par leurs concepteurs en présence du Japan Highway qui entérina alors la solution à adopter par chaque binôme de Joint Ventures en charge de la réalisation d'un même viaduc.

Les moyens mis en œuvre sur l'aire de préfabrication

Un total de 375 voussoirs sont en cours de préfabrication sur une aire de 80 000 m² à Yokkaichi en bord de mer à environ 5 km au sud-ouest du viaduc Ibigawa (photo 2). Chacune des quatre Joint Ventures, suivant son contrat avec le Japan Highway, a dû définir, fabriquer et utiliser sa propre cellule de préfabrication ainsi qu'un jeu de gabarits de ferrailage. Ces quatre cellules fonctionnant toutes sur le principe de conjugaison avec le voussoir précédent placé en contre moule (*short line - match cast method*) sont capables de fournir des voussoirs sur pile (trois unités conjuguées) ou bien des voussoirs standards (16 ou 17 unités conjuguées).

Le cycle de production des voussoirs standards prévu est de trois jours; celui-ci devrait être obtenu théoriquement par toutes les Joint Ventures courant février 1999.

Ces cellules, similaires dans leur principe mais différentes quant à leurs mouvements de coffrage/décoffrage, seront bien évidemment un autre sujet de "compétition" quant à la simplicité d'utilisation et à la qualité des voussoirs sortant des différents moules. Commencée fin juillet 98, la préfabrication de l'ensemble des voussoirs sur pile était terminée mi-novembre 98 (photo 3).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Le client

Nihon Doro Kodan (Japan Highway Public Corporation)
Yokkaichi Construction Office, Nagoya Construction Bureau

Les quatre Joint Ventures en charge du projet

- IBI West JV :
 - P.S. Corporation - Taisei Corporation - Yokogawa Bridge Corporation
- IBI East JV :
 - Sumitomo Construction Co., Ltd. - D.P.S Bridge Works Co., Ltd. - Mitsubishi Heavy Industries, Ltd.
- Kiso west JV :
 - Kajima Corporation - The Zenitaka Corporation - NKK Corporation
- Kiso East JV :
 - Oriental Construction Co., Ltd. - Nippon Koatsu Concrete Co., Ltd. - Kawada Industries, Inc.

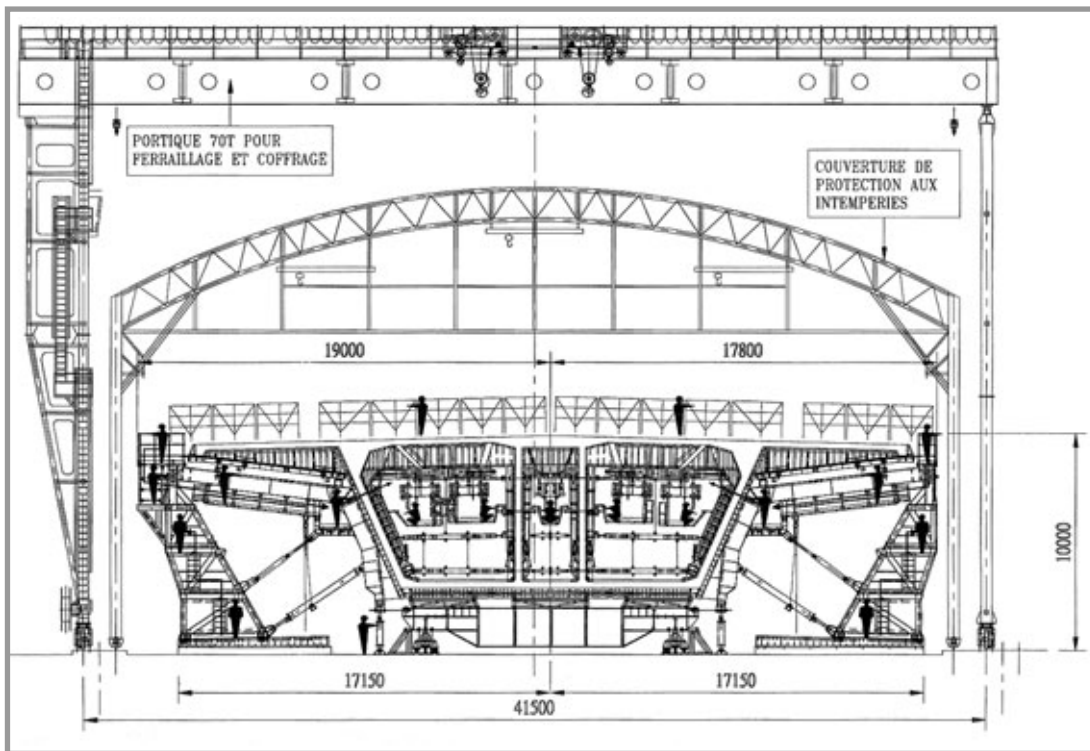


Figure 4
Principe des cellules de préfabrication
sur Ibi Ouest et Kiso Est
Precasting cells
on Ibi West and Kiso East



Les moyens mis en œuvre sur les sites de pose

Pour la mise en place des voussoirs sur pile et pour la fabrication du pylône

Les trois principaux éléments du voussoir sur pile furent amenés par flottaison aux abords d'une grue flottante de 600 t ancrée à proximité de la pile. Celle-ci prenant alors en charge, l'un après l'autre, ces éléments béton, les déposa sur un cadre temporaire de réglage préalablement fixé sur la tête de pile. La période d'utilisation de cette grue flottante partagée par les quatre Joint Ventures fut l'un des principaux chemins critiques associés à l'ensemble des quatre plannings de préfabrication des VSP.

Le dragage de chenaux d'accès étant absolument interdit dans cette zone protégée de culture d'algues alimentaires, la faible profondeur du lit de ces deux rivières et le tirant d'eau relativement important de cette grue flottante imposèrent de façon précise le programme de pose sur certaines des piles en fonction d'horaires de marées hautes exceptionnelles à cette période de l'année.

Après réglage, précontrainte et clouage à la pile de ces voussoirs, le coulage du diaphragme intérieur et la construction du pylône coulé en place peuvent alors commencer. Une grue à tour fixée à la fondation permet la manutention des équipements de coffrage. Une centrale à béton embarquée sur une barge équipée de pompes à béton et

munie de son propre mât de bétonnage permet alors le coulage des différentes levées du pylône.

Pour la mise en place des voussoirs standards et des haubans

Conçus, définis et fabriqués séparément par chacune des quatre Joint Ventures, des ensembles de chèvres de levage automotrices fixées à l'extrémité de chacun des demi-fléaux en construction serviront à lever et positionner un total de 292 voussoirs courants (7 fléaux de 16 paires et 4 fléaux de 17 paires).

Deux jeux de deux chèvres sont nécessaires pour la construction d'un fléau équilibré.

Ces équipements spécifiques sont munis soit de treuils de levage mouflés soit de vérins de levage se grippant sur toron de précontrainte (variante proposée par VSL pour le compte de IBI West JV).

Des passerelles de précontrainte suspendues à ces charpentes permettent alors d'assurer l'enfilage et la mise en tension en toute sécurité des câbles de précontrainte définitifs de part et d'autre du fléau équilibré en construction. Les haubans (une paire par voussoir) sont alors installés entre le pylône et les voussoirs par l'intermédiaire d'une grue mobile et grâce à un système de treuils et de poulies de renvoi fixés sur le tablier. Cette opération de mise en place et de tension de ces haubans doit être particulièrement bien organisée car elle reste complètement sur le chemin critique du déplacement des chèvres de levage et donc de la pose des voussoirs standards.

Pour la mise en place des travées métalliques

Après fabrication en usine des sous-ensembles principaux, ceux-ci seront transportés vers un bord à quai à proximité des ouvrages à réaliser. L'assemblage des sous-ensembles ainsi que la mise en peinture finale seront alors effectués à cet endroit. L'élément complet de 95 à 105 m de long pour un poids moyen de 2000 t sera une fois terminé, chargé sur une barge qui sera remorquée et ancrée sous sa position définitive.

Le levage d'une travée métallique complète sera réalisé en une fois, utilisant la même technique que pour la mise en place des voussoirs béton standards. Le démarrage de la mise en place de ces sept travées métalliques est prévu vers le milieu de l'an 2000.

■ IMPLICATION DE LA SOCIÉTÉ VSL SUR CET IMPORTANT PROJET AU JAPON

Après une phase technico-commerciale préliminaire qui débuta dès 1996, deux des quatre Joint Ventures furent intéressées par les solutions originales proposées par VSL aussi bien en termes de pose

de voussoirs qu'en termes de concepts, d'études de détails et de fabrication des différents outils nécessaires.

La ferme volonté du Japan Highways à réaliser ce projet d'envergure en voussoirs béton préfabriqués et le fait que cette méthode de préfabrication n'en soit qu'à ses débuts dans ce pays où la plupart des ouvrages sont en acier, permis à VSL de pénétrer le marché intérieur des grands travaux au Japon.

La Joint Venture Ibigawa West et particulièrement l'entreprise Taisei Corporation ainsi que la Joint Venture Kisogawa East menée par l'entreprise Oriental Construction Co. Ltd. ont permis à VSL, grâce à sa filiale Japonaise VSL Japan et à son agence VSL Hongkong établie là-bas depuis maintenant 25 ans, de fournir les équipements ainsi que le suivi nécessaire à leur montage et à leur utilisation.

Les cellules de préfabrication de voussoirs et gabarits d'assemblage des cages d'acier d'armature

Les outils coffrant ces voussoirs de plus de 400 t, variables en hauteur en largeur et en dévers (figure 4) ont nécessité plus de 600 plans de détail totalisant plus de 12000 heures d'études des services techniques de VSL.

La fabrication gérée par VSL HK fut réalisée dans la Zone Economique Spéciale de Shenzhen, près de Hong Kong, en Chine. Le transport par conteneurs depuis la Chine jusqu'au Japon fut évidemment facilité par l'implantation locale de VSL dans ces deux pays.

Le réassemblage au Japon de ces milliers de pièces métalliques, ainsi que le suivi des premières utilisations de ces outils, furent aussi une remarquable expérience de coordination entre VSL J, VSL HK et les différents centres techniques impliqués dans les études.

Les chèvres de levage pour l'assemblage des voussoirs standards

Les études de ces outils de levage (figure 5) furent réalisées par le centre technique de VSL à Singapour en étroite collaboration avec un fabricant de grues japonais qui en a garanti leur conformité avec les codes et pratiques de la construction métallique au Japon ainsi qu'avec la réglementation du travail en vigueur là-bas. C'est la première fois au Japon que ce genre d'équipement hydraulique de levage (vérins VSL de levage lourd se grippant autour d'un faisceau de torons de précontrainte) est autorisé par les autorités à être fixé sur une structure automotrice.

Ces charpentes sont actuellement en cours de fabrication ; le contrôle est exclusivement organisé

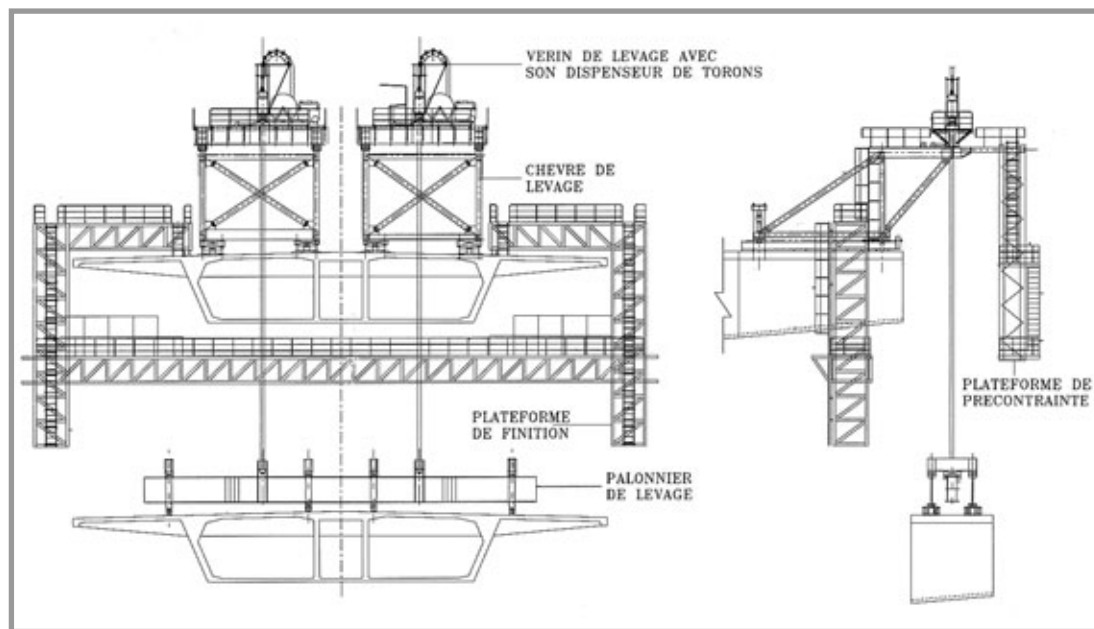


Figure 5
Principe des chèvres de levage des voussoirs standards

Supports for lifting of standard segments

	Unité	Viaduc Ibigawa Ouest	Viaduc Ibigawa Est	Viaduc Kisogawa Ouest	Viaduc Kisogawa Est	Total
Béton	m ³	14 500	21 000	13 400	13 300	62 200
Acier passif	t	2 100	3 000	1 900	1 900	8 900
Acier de précontrainte	t	1 300	1 600	1 100	1 100	5 100
Tabliers métalliques	t	3 600	3 600	4 000	2 000	13 200

Les principales quantités pour la construction des superstructures des viaducs Kisogawa et Ibigawa

Main quantities used in the construction of the superstructures for the Kisogawa and Ibigawa viaducts

et supervisé en Chine par VSL avec l'aide de son partenaire japonais. L'étude des vérins de levage fabriqués spécialement pour l'occasion, a été réalisée par le centre technique de VSL à Lyssach en Suisse. Le montage de ces outils sur le site de pose ainsi que les tests de chargement sont prévus pour mars 1999. Le levage de la première paire de voussoirs est quant à lui, prévu en avril 1999.

Le cintre de rive pour la Joint Venture Ibigawa West

A la parution de cet article les études de détails de cet imposant cintre de rive, devraient progresser à plein régime. Cet outil d'un poids supérieur à 2000 t utilisera les mêmes systèmes de levage et de mise en place que les chèvres levant les voussoirs standards.

Des suspentes hydrauliques à barres de précontrainte fixées entre le cintre et chacun des voussoirs permettront après chargement complet de

celui-ci, le réglage géométrique final avant l'enfilage de la précontrainte permanente dans l'ensemble des voussoirs.

Ces différents jeux de suspentes assureront aussi le transfert de charge et donc la libération possible du chariot supérieur afin qu'il puisse récupérer l'un après l'autre les treize voussoirs sur la barge assurant le transport depuis l'aire de préfabrication.

Cette astucieuse méthode de construction proposée par VSL permettra de minimiser les efforts dans la structure béton permanente durant sa construction et donc d'assurer plus simplement et plus efficacement la construction et la géométrie de l'ouvrage permanent.

ABSTRACT

The Kisosansen Project in Japan. Two viaducts on the Ibi and Kiso Rivers

Ph. Casteleyn

Located about 300 km southwest of Tokyo, the Kisosansen Bridge Project groups the construction of two viaducts having a composite concrete-steel arch-back superstructure. These structures of 1,397 m (Ibigawa Bridge) and 1,145 m (Kisogawa Bridge) form part of the New Meishin Expressway linking Nagoya to Kobe. They are located at the northeast limit of the prefecture of Mie 15 km southwest of Nagoya City, between the towns of Kawagoe and Yatomi. Lasting 33 months, the superstructure works began in the summer of 1998. They will end with the opening of these two prestigious bridges scheduled for the spring of 2001.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Das japanische Kisosansen Bridges Project Zwei Hochbrücken über die Flüsse Ibi und Kiso

Ph. Casteleyn

Ca. 300 km süd-westlich von Tokio werden im Rahmen des "Kisosansen Bridges Project" zwei Hochbrücken mit einem kombinierten Beton-Stahl-Oberbau mit Bogenrücken gebaut. Die beiden Bauwerke – die Ibigawa-Brücke mit 1 397 m Länge und die Kisogawa-Brücke mit 1 145 m Länge – gehören zu der neuen Autobahnverbindung von Nagoya nach Kobe (der New Meishin Expressway). Sie liegen 15 km süd-westlich von Nagoya City an der nord-östlichen Grenze der Präfektur Mie zwischen den beiden Städten Kawagoe und Yatomi. Die für eine Dauer von 33 Monaten angesetzten Arbeiten für den Oberbau sind im Sommer 1998 in Angriff genommen worden. Die Verkehrsübergabe der beiden prestigeträchtigen Bauwerke ist für das Frühjahr 2001 geplant.

RESUMEN ESPAÑOL

El Kisosansen Bridges Project en Japón Dos viaductos en los ríos Ibi y Kiso

Ph. Casteleyn

Ubicado a unos 300 km al suroeste de Tokio, el "Kisosansen Bridges Project" integra la construcción de dos viaductos con una superestructura mixta de hormigón y acero superaleado. Estas dos estructuras de 1397 m para el "Ibigawa Bridge" y de 1 145 m para el "Kisogawa Bridge", formarán parte de la nueva autopista que pondrá en comunicación Nagoya y Kobe (New Meishin Expressway). Ambos puentes se encuentran situados en el límite noreste de la prefectura de Mie, a 15 km al suroeste de Nagoya City, entre las ciudades de Kawagoe y Yatomi. Las obras de construcción de las superestructuras, de una duración de treinta y tres meses, han dado comienzo durante el verano de 1998 y finalizarán por la inauguración de estos puentes prestigiosos, que se terminarán durante la primavera de 2001.

Rajeunissement de haubans en Argentine



Un groupe français spécialisé dans l'ingénierie et le développement de technologies avancées pour la construction, le groupe Freyssinet, a été chargé de réhabiliter deux grands ponts en Argentine. La technologie la plus avancée en matière de haubans a permis de remplacer ceux défectueux qui mettaient en danger la sécurité de ces ouvrages, les ponts Général Belgrano et les deux ponts identiques du complexe Zarate - Barzo Largo (figure 1).

Figure 1
Plan de situation
Location map

Photo 1
Le pont Général Belgrano
The General Belgrano Bridge

Photo Fr. Vigouroux



Photo 2
Etat d'un hauban
avant remplacement
*Stay cable condition
before replacement*

Photothèque Freyssinet

LE PONT GÉNÉRAL BELGRANO

Généralités

Le pont Général Manuel Belgrano permet à la route qui relie les provinces de Chaco et de Corrientes, au nord de l'Argentine, de franchir le fleuve Parana qui se jette quelque 700 km plus au sud, dans le Rio de la Plata, à proximité de Buenos Aires. Achevé en 1973, l'ouvrage correspond à la conception de l'époque, suivant l'avant-projet de Jean Coubron (photo 1). Les pylônes sont en béton armé. Le tablier, constitué de deux poutres caisson en béton précontraint réunies par une dalle en béton, est encastré dans les pylônes. La travée centrale, de 245 m de portée, a en son milieu un tronçon isostatique de 20 m, coulé en place, appuyé sur les extrémités des fléaux.

Deux tronçons isostatiques, chacun situé sur les extrémités des fléaux côté rive, relient la partie haubanée de 510 m avec les ouvrages d'accès. Le haubanage consiste en une concentration de groupes de haubans séparés, en élévation, de 40 m. Les pylônes ont une hauteur de 48 m au-dessus du tablier.

Le haubanage d'origine du pont était formé de 80 haubans en câble clos longs de 78 à 116 m dont le diamètre était de 92 mm et la section d'acier de 5445 mm² pour une charge maximale à rupture garantie de 8900 kN. Ils se croisent en tête de pylône. La transmission des efforts au tablier se fait grâce à un ancrage relayé par des barres filetées à un massif arrière en béton.

Dix ans après la construction du pont, des ruptures

de fils se sont produites sur les couches extérieures des câbles clos qui s'effilocheaient déjà d'une façon inquiétante, au point que la Direction des Routes a fait effectuer, dès cette époque, une série de contrôles sur l'état des haubans (photo 2).

Lors de cette première auscultation, pratiquée en 1987, l'examen des câbles par induction magnétique a mis en évidence un grand nombre de ruptures de fils non visibles. Au vu des résultats, Freyssinet a été consulté une première fois par la Direction des Routes sur la possibilité de réparation.

Deux solutions ont été envisagées :

- ◆ changer uniquement les quatre haubans présentant des dommages évidents ;
- ◆ remplacer la totalité des haubans, des doutes subsistant sur leur état.

Freyssinet a proposé les deux solutions de réparation qui, l'une comme l'autre, envisageaient le remplacement des câbles actuels par des haubans

Carlos de La Fuente

INGÉNIEUR EN CHEF -
DIRECTION SCIENTIFIQUE
Freyssinet International



Jean-Philippe Fuzier

DIRECTEUR
SCIENTIFIQUE
Freyssinet International



Jean-Claude Percheron

INGÉNIEUR EN CHEF -
DÉPARTEMENT
TECHNIQUE
Freyssinet International



Photo 3
Haubans Freyssinet
en tête de pylône
Freyssinet stay cables
in top of tower



Photos Fr. Vigouroux

Photo 4
Haubans auxiliaires
en tête de pylône
Temporary stay
in top of tower



► Freyssinet constitués de 33 torons individuellement protégés de 15,7 mm de diamètre (photo 3). La réparation a fait l'objet d'un appel d'offres international qui a été remporté en 1990 par le groupement des entreprises Albano et Dycsa avec Freyssinet pour pilote. Bien que l'analyse structurelle du pont ne l'ait pas rendu absolument nécessaire, des haubans auxiliaires, constitués de torons galvanisés, ont été mis en œuvre pour parer à toute éventualité, cette mesure se justifiant également par le maintien de la circulation sur l'ouvrage pendant les travaux. Ce dispositif a permis de réduire la variation d'efforts et ainsi de résoudre le problème délicat de la détension des haubans endommagés. La détension

a été faite avec les vérins et barres de tension utilisées il y a vingt-cinq ans lors de la construction. Fixés en tête de pylône, les haubans auxiliaires ont été tendus et ancrés sur des structures métalliques pincées sur le tablier du pont, avant les opérations de dépose et de remplacement progressif des 80 haubans, un par un (photo 4).

Méthodologie

Le remplacement des haubans s'est effectué selon le processus suivant :

Opérations préalables

Deux haubans auxiliaires symétriques par rapport au pylône ont été préparés, à savoir coupe de torons et préparation des extrémités.

En parallèle, les structures métalliques ont été fabriquées ainsi que toutes les réservations et percages réalisés dans la structure béton existante du tablier. Celles-ci étaient nécessaires pour réaliser la liaison par précontrainte de barres à haute résistance. De même, une selle métallique a été fabriquée pour être installée en tête du pylône et recevoir les ancrages supérieurs des haubans auxiliaires.

La mise en œuvre des haubans auxiliaires a pu alors s'effectuer en installant les torons progressivement, un par un, au moyen d'un petit treuil et d'un vérin monotoron pour la mise en tension consécutive à l'enfilage dans les ancrages. La méthode d'isotension a permis cette mise en œuvre simple avec des moyens légers tout en assurant l'uniformité des contraintes dans tous les torons jusqu'à l'effort final global de 150 t.

Détension du hauban existant

Une fois les haubans auxiliaires tendus, les haubans existants ont pu être détendus sans crainte de surtension puisque préalablement soulagés. L'effort dans le hauban à détendre est mesuré par la méthode du "lift-off" en notant la pression dans des vérins creux installés sur les barres-relais, dès que l'ancrage décolle de sa base d'appui. On peut alors procéder au démontage du hauban existant en dévissant les écrous-appuis des ancrages jusqu'à la détension complète du hauban ; celui-ci peut alors être descendu de son appui supérieur jusqu'au tablier avec un monotoron.

Montage du nouveau hauban

Après avoir installé des plaques d'appui adaptées au nouveau hauban, on procède de la même façon que pour le hauban auxiliaire. La tension du nouveau hauban est identique à celle notée lors du "lift-off".

Finitions

Une fois les tensions terminées, les opérations de finition, comme la protection des ancrages contre

la corrosion, la pose des déviateurs, colliers et autres accessoires, etc. – terminent le cycle.

Conclusion

Les travaux de changement des haubans, démarrés en juillet 1996, se sont terminés à la fin de 1997, à la satisfaction du maître d'ouvrage. Il est intéressant de signaler que le trafic routier, très intense sur cet axe d'importance vitale pour la région, n'a jamais été complètement interrompu durant toute l'intervention (photo 5).

■ LES PONTS DU COMPLEXE ZARATE - BRAZO LARGO SUR LE PARANA

Généralités

Les ponts du complexe Zarate - Brazo Largo sont deux ponts haubanés identiques franchissant deux bras du fleuve Parana (photo 6), reliant la ville de Zarate à la province de Entre Rios qui représente 10 % de l'activité économique d'Argentine, à environ 100 km de Buenos Aires. Ces ponts assurent un trafic routier et ferroviaire. Ils ont une portée centrale de 330 m et ont été mis en service en 1978. Il s'agit de ponts à haubans multiples. Les pylônes sont en béton armé de 119 m de hauteur et le tablier métallique comportant deux caissons de rive entretoisés.

Les haubans d'origine sont des câbles Hi-Am composés de 103 à 337 fils parallèles de 7 mm de diamètre injectés de coulis de ciment dans une gaine en polyéthylène.

Quelques années après leur mise en service, des désordres sont apparus sous la forme de fissures et festonnage des gaines. Suite à cette constatation, des réparations importantes ont été entreprises pour étancher ces gaines.

Le 20 novembre 1996, une rupture subite de l'ancrage du hauban n° 7C se produit sur le pont franchissant le fleuve Parana-Guazu à 100 km de Buenos Aires.

Freyssinet, présent sur le chantier du pont Général Belgrano à quelques centaines de kilomètres de là, intervient immédiatement à la demande de la Direction des Routes. Huit jours après, le hauban était démonté et remplacé par un hauban de même type que ceux mis en place sur le pont Belgrano.

Cette rapidité d'intervention s'explique évidemment par la présence de l'entreprise sur un chantier voisin et la similitude des problèmes mais aussi par la conception et la simplicité de mise en œuvre du hauban Freyssinet.

La rupture brutale du hauban d'origine s'est produite juste à la sortie de l'ancrage inférieur réglable qui est tombé dans le fleuve.



Photo 5
Trafic non interrompu pendant les travaux

Traffic goes on during works

Photos Fr. Vigouroux



Photo 6
Pont du Parana Guazu, complexe Zarate-Brazo Largo

Parana Guazu bridge, Zarate-Brazo Largo Complex

Après récupération de celui-ci, l'examen a mis en évidence une corrosion totale dans une zone soumise à la fatigue transversale. En effet, aucun dispositif de guidage et filtrage de contrainte de flexion près de l'ancrage n'avait été mis en place.

Méthodologie

Suite à la rupture de ce hauban qu'il a fallu remplacer de toute urgence, l'Administration a fait procéder à des examens par la méthode d'ultrasons pour détecter le nombre de fils rompus dans les autres haubans. Ces examens ont mis en évidence un nombre important de haubans avec capacité réduite.

Photo 7
Torons auxiliaires et hauban
endommagé avant dépose
et remplacement

Temporary strands
and damaged stay cable
before dismantling
and replacement

Photo Fr. Vigouroux



L'Administration a alors confié à Freyssinet le remplacement des quinze autres haubans les plus endommagés. La méthodologie pour ce pont est la même dans ses principes généraux que pour le pont Général Belgrano.

Les haubans auxiliaires ont été mis en place sous la forme de dix torons adjacents au hauban à détendre et à substituer (photo 7), directement ancrés sur des plaques additionnelles contiguës, brêlées sur les plaques existantes. Ceci afin de limiter des accroissements d'effort trop importants sur les haubans adjacents lors de la détension complète du hauban à évacuer.

La détension proprement dite s'avérait délicate. Les vérins spéciaux nécessaires, ceux ayant servi à la construction n'existant plus, exigeaient un temps de réalisation trop important compte tenu de l'urgence de la réparation. La coupe au chalumeau dans la partie courante pouvait s'avérer explosive compte tenu du type de protection de ces haubans (coulis de ciment).

En effet, ce coulis par sa présence transfère par adhérence l'effort libéré des premiers fils coupés à l'ensemble des fils restants non coupés.

La rupture pouvait alors être brutale et non contrôlée.

La solution a consisté à démolir sur une longueur suffisamment grande le coulis de ciment après avoir coupé et enlevé la gaine. Puis, il a été procédé à la coupe progressive des fils un par un. Cette opération s'est effectuée en "douceur" devant un pu-

blic curieux de spectacle mais un peu frustré... Le montage et les finitions des nouveaux haubans n'ont posé aucun problème particulier.

Conclusion

Seize haubans ont été remplacés à ce jour et sont en cours de finition. L'administration prépare actuellement une étude plus extensive en vue d'autres remplacements.

■ LES HAUBANS

Description

La technologie des haubans Freyssinet est fondée sur l'indépendance totale de chaque toron, elle présente les caractéristiques suivantes :

- ◆ ancrages individuels ;
- ◆ protection individuelle contre la corrosion ;
- ◆ possibilité de montage, de mise en tension, de démontage et remplacement individuels.

Les gammes usuelles de capacité des haubans s'étendent de 1 430 kN à 15 144 kN sous charges de service, bien que des haubans bien plus grands aient été mis en œuvre (24 446 kN). Pour ce qui concerne la longueur des haubans, il n'existe pas de limite prévue à ce jour (le plus long sur le pont de Normandie a 448 m).

L'élément résistant est un faisceau de torons de sept fils de 15 mm de diamètre, à haute résistance, parallèles et protégés individuellement. Les torons sont galvanisés à chaud avant leur dernier tréfilage, puis revêtus en usine d'une gaine de polyéthylène à haute densité. Une cire pétrolière vient remplir les vides entre les fils ainsi que les interfaces torons-gaine.

Chaque toron est individuellement ancré dans le bloc d'ancrage, percé d'une multitude de trous tronconiques, au moyen de mors dotés d'excellentes performances statistiques et dynamiques. A l'exception des contacts torons-mors, il n'y a aucun contact acier-acier nuisible à la résistance à la fatigue.

L'ancrage comporte également plusieurs autres composants, notamment un dispositif original mis au point par Freyssinet, appelé "guide/presse-étoupe", qui a deux fonctions :

- ◆ il constitue une barrière étanche entre la zone de transition, dans laquelle les torons sont protégés par un produit souple (cire) et la zone où les torons Freyssinet sont protégés par l'enveloppe définitive, appliquée en usine ;
- ◆ c'est également un guide placé à la distance optimale des mors d'ancrage afin de minimiser la flexion à l'encastrement.

Un déviateur qui resserre les torons en un faisceau de câbles parallèles vient compléter l'ancrage, à une distance fonction de la dimension de celui-ci.

Mise en œuvre

Le concept fondé sur l'indépendance de chaque toron, permet une mise en œuvre simple : les haubans sont montés sur le site, toron par toron et cette opération ne nécessite qu'un matériel léger. Le matériel spécifique et son mode d'utilisation dépendent principalement de la configuration retenue pour les haubans et de leur longueur.

Du fait de la souplesse de la structure, la tension individuelle des torons d'un hauban varie durant les opérations de mise en tension toron par toron, puisque la distance entre les ancrages varie également durant ce processus.

Pour garantir l'uniformité des forces dans l'ensemble des torons d'un hauban à l'issue de l'opération de mise en tension, Freyssinet a mis au point une méthode brevetée, appelée isotension (*Travaux* n° 708, avril 1995).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

GÉNÉRAL BELGRANO ZARATE - BRAZO LARGO

Maitre d'ouvrage et maître d'œuvre

Direction Nationale des Routes

Entreprise principale

G.I.E. Albano - Dycsa - Freyssinet

Haubans

Freyssinet

Consultant (Général Belgrano)

Bureau d'Etudes Fernandez Casado - Espagne

Consultant (Zarate - Brazo Largo)

Bureau d'Etudes Cowi - Danemark

ABSTRACT

Reconditioning of stay cables in Argentina

C. de La Fuente, J.-Ph. Fuzier,
J.-Cl. Percheron

A French group specialising in the engineering and development of advanced technologies for construction, i.e. the Freyssinet group, was given the task of rehabilitating two major bridges in Argentina. The most advanced technology in the area of cable staying made it possible to replace defective cables representing a hazard to users on the General Belgrano Bridge and the two identical Zarate - Brazo Largo complex.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Sanierung argentinischer Brückenschragseile

C. de La Fuente, J.-Ph. Fuzier,
J.-Cl. Percheron

Ein französisches Fachunternehmen für Engineering und Entwicklung fortschrittlicher Technologien im bautechnischen Bereich, die Gruppe Freyssinet, ist mit der Sanierung zweier großer Brücken in Argentinien beauftragt worden. Dank der neuesten technologischen Entwicklungen bei den Schragseilen im Brückenbau konnten entsprechende defekte Anlagen, die eine Gefährdung der Benutzer darstellten, an der Brücke des General Belgrano und an zwei baugleichen Brücken des Komplexes Zarate – Brazo Largo durch Austausch instandgesetzt werden.

RESUMEN ESPAÑOL

Rehabilitación de tirantes de puentes en Argentina

C. de La Fuente, J.-Ph. Fuzier
y J.-Cl. Percheron

Un grupo francés, especializado en la ingeniería y desarrollo de técnicas avanzadas para la construcción - el grupo Freyssinet - a tenido a su cargo la rehabilitación de dos grandes puentes en Argentina. La tecnología más avanzada en el aspecto de los tirantes de puentes ha permitido sustituir algunos de ellos en mal estado que ponían en peligro la seguridad de estas estructuras, a saber : los puentes General Belgrano y los dos puentes idénticos del complejo Zarate - Brazo Largo.