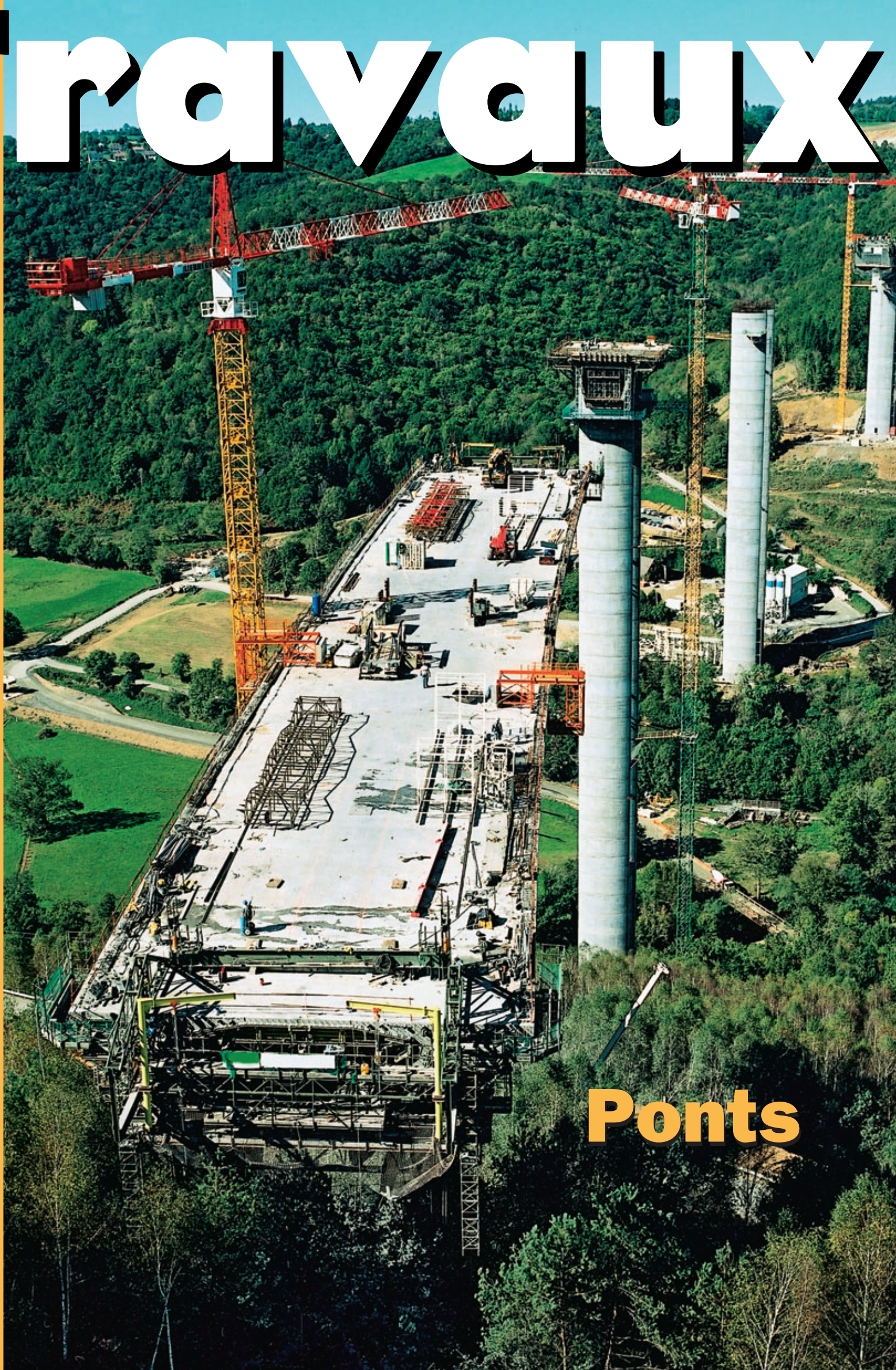


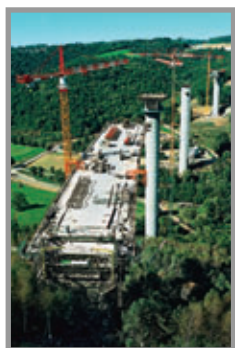
Travaux

n° 782

- RD1 (Aisne).
L'ouvrage
de Crécy-au-Mont
sur le canal
de jonction
de l'Aisne à l'Oise
- A29.
Le viaduc
de la Somme
- Aveyron.
Le viaduc
de Saint-Sernin-
sur-Rance
- Le viaduc
sur le Scorff
à Lorient
- Le pont
de l'Europe
à Orléans
- A89.
Le viaduc du Pays
de Tulle
- A20.
Le franchissement
de la vallée
de la Dordogne
à Souillac (Lot).
La démarche
du maître d'ouvrage
- A20.
Le viaduc
de la Dordogne.
La construction
d'un ouvrage
exceptionnel
- Le pont sur le Bras
de la Plaine
(île de la Réunion)
- La construction
des piles du pont
de Rion-Antirion
en Grèce



Ponts



Notre couverture

A89. Le viaduc du Pays de Tulle

© Chany

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier

3, rue de Berri - 75008 Paris

Tél. : (33) 0144133144

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart

Tél. : (33) 024118 11 41

Fax : (33) 024118 11 51

Francoise.Godart@wanadoo.fr

VENTES ET ABONNEMENTS

Olivier Schaffer

9, rue Magellan - 75008 Paris

Tél. : (33) 0140738005

revuetravaux@wanadoo.fr

France : 155 € TTC

Etranger : 190 €

Prix du numéro : 19 € (+ frais de port)

MAQUETTE

T2B & H

8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris

Tél. : (33) 0144648420

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle

61, bd de Picpus - 75012 Paris

Tél. : (33) 0144748636

Imprimerie Chirat

Saint-Just la Pendue (Loire)

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

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

Editions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris

Commission paritaire n° 0106 T 80259

éditorial

Daniel Tardy

1

actualités

6

matériels

12

PRÉFACE

René Walther

15

PONTS

◆ RD1 (Aisne). L'ouvrage de Crécy-au-Mont sur le canal de jonction de l'Aisne à l'Oise

- *RD1 (Aisne). The Crécy-au-Mont bridge over the canal linking the Aisne and Oise rivers*

Fr. Charmasson

16



◆ Le viaduc de la Somme. Un ouvrage économique malgré les contraintes d'accès

- *The Somme viaduct. An economical structure despite the access constraints*

D. Demeilliers, R. Giami, V. Languille

19



◆ Aveyron. Le viaduc de Saint-Sernin-sur-Rance

- *Aveyron region. The Saint-Sernin-sur-Rance viaduct*

J. Fabre, O. Objois, E. Marchisone, J.- P. Bascou, Th. Loubet

27



◆ Le viaduc sur le Scorff à Lorient

- *The viaduct over the Scorff in Lorient*

M. Triquet

38



◆ Le pont de l'Europe à Orléans

- *"Pont de l'Europe" bridge in Orléans*

J.-B. Datry, X. Cespedes, S. Ezran, R. Taravella

44



◆ A89 - Le viaduc du Pays de Tulle

- *A89 - The viaduct in the Tulle region*

J.-J. Lacaze, D. Giacomelli, M. Duviard, V. Vesval, P. Charlon, Ch. Sandre

51



◆ A20. Le franchissement de la vallée de la Dordogne à Souillac (lot). La démarche du maître d'ouvrage

- *A20. Crossing the Dordogne valley at Souillac (Lot region). The approach of the contracting authority*

G. Calas

60



Travaux urbains

Travaux

souterrains

Sols

et fondations

Routes

Terrassements

Environnement

Eau

Réhabilitation

d'ouvrages

International

janvier 2002

Ponts



◆ A20. Le viaduc de la Dordogne. La construction d'un ouvrage exceptionnel
- A20. The Dordogne viaduct. The construction of an exceptional structure

Th. Mangold, Ch. Brignolles, B. Chanudet, E. Marchisone, J.-M. Castel



◆ Le pont sur le Bras de la Plaine (île de la Réunion). Un ouvrage d'exception dans un site grandiose
- Bras de la Plaine viaduct (Réunion island). An exceptional bridge in an imposing site

J.-P. Chuniaud, Th. Jamet, J.-M. Tanis, Fr. Menuel, E. Barlet, Ph. Chatelard, J.-P. Viallon



◆ La construction des piles du pont de Rion-Antirion en Grèce : des travaux de titans
- Construction of the piers of the Rion-Antirion bridge in Greece : Labours of Hercules

P. Morand, S. Zafiratos, Ph. Tavernier, L. Boutillon

MATÉRIELS OUVRAGES D'ART

◆ Matériels et matériaux pour ouvrages d'art
- Equipments and products for construction works

répertoire des fournisseurs

66

78

86

94

98

Par une coïncidence de bonne augure, ce numéro spécial de la revue *Travaux* paraît juste quelques jours après la pose de la première pierre du grand viaduc de Millau. Cet ouvrage multi-haubané, franchissant la vallée profonde du Tarn jusqu'à 280 m au-dessus du sol et dont le plus grand pylône dépasse même, avec 342 m, la hauteur de la Tour Eiffel, constitue un point culminant de l'art de la construction des grands ponts et va sans doute attirer l'attention mondiale des cercles professionnels du génie civil et l'admiration du public.

C'est entre autres également un très bel exemple de la collaboration fructueuse entre ingénieurs et architectes qui conduit à une heureuse conjonction entre conception structurelle et prestance architecturale.

Ceci dit, en tant qu'ingénieur, on peut néanmoins regretter que les médias ne citent en général comme auteur du projet que l'architecte, alors que la part déterminante de la conception, c'est-à-dire celle des ingénieurs, est passée sous silence. Une telle négligence publique à l'égard du rôle important des ingénieurs, non seulement dans la construction de ponts mais aussi de notre habitat, est de nos jours malheureusement assez répandue. Ceci se manifeste entre autres par le fait que pour des concours de conception de ponts, on a fait récemment de plus en plus appel aux architectes plutôt qu'aux ingénieurs, ce qui conduit souvent – comme on pouvait s'y attendre – à des projets utopiques.

Pour s'en convaincre, il suffit de jeter un coup d'œil sur les propositions fantaisistes soumises à la *Thames Water Habitable Bridge Competition*¹, qu'on ne peut guère prendre tout à fait au sérieux.

Mais il ne faut pas chercher aussi loin : pour le concours du pont Austerlitz Amont sur la Seine à Paris, plus tard rebaptisé pont Charles de Gaulle, on avait invité dix architectes de renommée internationale, dont plusieurs semblent avoir voulu se surpasser en originalité, au détriment des exigences structurelles et économiques. Le jury – par ailleurs composé en large partie de représentants politiques et d'administrations – se voyait alors contraint de choisir la solution qui était selon le dire du lauréat lui-même la moins spectaculaire mais structurellement saine et qui s'encadrait le plus harmonieusement dans l'environnement.

Ces remarques critiques ne doivent pas être interprétées comme une dépréciation des mérites incontestables d'une bonne collaboration entre ingénieurs et architectes dans la construction de ponts, comme le montre le projet du viaduc de Millau susmentionné. Mais puisque la fiabilité et la logique de la conception structurelle sont certainement les critères fondamentaux, il incombe à notre avis à l'ingénieur d'assumer le rôle décisif dans l'élaboration du projet et de veiller à ce qu'une recherche louable de l'innovation ne conduise pas à des solutions déraisonnables et de valeur éphémère. Pourtant, s'il s'agit de créer des ouvrages d'apparence spectaculaire, comme par exemple des passerelles urbaines

ou d'expositions, il peut parfois se justifier de dévier quelque peu de la stricte logique statique. Mais même dans ce cas, les réalisations les plus convaincantes sont en général celles où l'originalité architecturale va de pair avec la pertinence structurelle. Des éléments purement décoratifs, comme par exemple des arcs qui ne portent pas en tant que tels ne sont guère de mise de nos jours.

Le déclin de la renommée des ingénieurs est en partie causé par eux-mêmes. Ils sont en général peu enclins à faire de la publicité pour leurs travaux. De plus, ils se préoccupent parfois trop de leurs moyens informatiques qui sont de plus en plus sophistiqués et ils contribuent à la réglementation de plus en plus volumineuse et restrictive. Il n'est donc pas très surprenant de constater qu'on les

considère souvent comme de simples calculateurs et interprètes de normes. Cependant le rôle le plus noble de l'ingénieur est celui de concepteur d'ouvrages d'art de haute qualité structurelle et esthétique.

Bien qu'on ne puisse plus ressusciter l'époque glorieuse des grands constructeurs, où un Perronet conversait directement avec le roi, il faudrait tout au moins s'efforcer de préserver du mieux possible l'art de la construction et ceci déjà lors de la formation des ingénieurs, une tâche qui s'avère plus difficile que le strict enseignement des disciplines scientifiques. Il serait également souhaitable de ramener les normes débordantes à une taille digestible en se limitant aux principes essentiels plutôt que de prescrire des recettes détaillées de calcul qui ont tendance à entraver la créativité innovatrice.



■ **RENÉ WALTHER**
Prof. Dr. Ing. E.H.
Président honoraire
de la Fédération
internationale
de la Précontrainte

1 - *Living Bridges*, Royal Academy of Arts, London 1996

RD1 (Aisne). L'ouvrage sur le canal de jonction

Compte tenu de l'importance du trafic routier sur la RD 1 reliant Soissons à Saint-Quentin et de l'état de l'ouvrage existant, le remplacement de ce dernier devenait plus qu'une nécessité.

Dans le cadre de cette opération, la construction d'un ouvrage non courant a donc été envisagée à côté du tablier actuel pour permettre le franchissement du canal de jonction de l'Aisne à l'Oise sur la commune de Crécy-au-Mont (Aisne).

L'ouvrage à construire possède deux poutres latérales type poutre échelle Vierendeel, à une travée, de longueur totale 47,50 m et de largeur utile 10 m.

Le marché a été attribué à l'issue d'un appel d'offres lancé courant août 1999. Celui-ci comprenait une seule solution de base avec tablier mixte, pour laquelle les entreprises ont soumissionné soit en groupement conjoint soit en entreprises générales.

A l'examen des offres les Ets J. Richard-Ducros ont été seuls retenus.

■ CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

Caractéristiques générales

Le tablier mixte supportera les deux voies de circulation de la route départementale n° 1. Il est en alignement droit et compte une travée de 46,50 m. La largeur totale du hourdis est de 10,5 m répartie comme suit :

- ◆ garde-corps type S8 : 0,25 m ;
- ◆ trottoir y compris bordure : 1,50 m ;
- ◆ deux voies de circulation : 7 m (2 x 3,50 m) ;
- ◆ trottoir y compris bordure : 1,50 m ;
- ◆ garde-corps type S8 : 0,25 m.

Le profil en long sur l'ouvrage présente une pente uniforme descendante de 1 % dans le sens Saint-Quentin (culée C0) vers Soissons (culée C1). Le dévers transversal en toit vaut 2,5 %.

Culées

Elles sont constituées pour la culée C0 d'un sommier raidi, faisant office de semelle, surmonté d'un mur de front BA ; pour la culée C1 le chevêtre BA est directement ancré sur la tête des pieux. La culée C0 est fondée sur quatre pieux diamètre 1,20 m longueur 7 m. La culée C1 est fondée sur deux pieux diamètre 1,20 m longueur 9,50 m.

Appareils d'appui

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui en élastomère fretté.

Charpente métallique

Elle est constituée de deux poutres latérales espacées de 11,32 m et de hauteur variable de 1,40 m sur appuis à 4,70 m à mi-travée.

La membrure supérieure des poutres est constituée d'un caisson de 0,50 m x 0,60 m, de 30 mm d'épaisseur de semelles et 25 mm d'épaisseur d'âmes. La membrure inférieure est également constituée d'un caisson de 0,50 m x 0,80 m et de 25 mm d'épaisseur de semelles et d'âmes.

Ces deux membrures sont reliées par des montants constitués d'un caisson de 0,50 m x 0,50 m de 25 mm d'épaisseur de semelles et 35 mm d'épaisseur d'âmes.

Les membrures comme les montants sont raidis par des diaphragmes de construction.

Les pièces de liaison maintenant l'écartement entre les poutres sont des pièces de pont en I espacées tous les 3,90 m. Sur appuis elles sont renforcées pour permettre le vérinage de l'ouvrage.

Pour s'opposer à l'allongement différentiel entre le hourdis BA et les poutres métalliques une tôle de contreventement est disposée dans le prolongement des semelles inférieure et supérieure de la pièce de pont sur appuis et de la première pièce de pont courante.

L'assemblage des différents éléments entre eux en ateliers comme sur chantier a été réalisé entièrement par soudage.

Toutes les surfaces des éléments métalliques de la charpente sont protégées contre la corrosion y compris les surfaces en contact avec le béton pour lesquelles seul un voile de protection a été appliqué en atelier afin de se prémunir contre les coulures de rouille en phase d'assemblage.

Le dispositif anticorrosion certifié ACQPA, C5 Ma ANV 619 de la société Euridep - Freitag (quatre couches) a été mis en œuvre conformément au fascicule 56 du CCTG.

En atelier, après nettoyage, décapage par jet abrasif et dépolissage, application des trois premières couches du système et ce avant expédition sur chantier des divers éléments.

Sur le chantier, après confection du hourdis, application de la couche finale avec la couleur sélectionnée par le maître d'ouvrage.

Tablier, chaussée et équipements

Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur connectée à l'ossature métallique par des connecteurs en goujons Ø 22 x

Prise en charge des poutres après assemblage sur plate-forme
Loading the girders after assembly on platform



de Crécy-au-Mont de l'Aisne à l'Oise

200. Celle-ci est réalisée en éléments préfabriqués clavés longitudinalement au droit des pièces de pont et transversalement entre éléments.

Pour la zone d'abouts, le hourdis est coulé en place, la tôle supérieure de contreventement servant de coffrage.

Le hourdis est protégé par une chape d'étanchéité de 3 cm d'épaisseur recouverte d'une couche de roulement de 6 cm d'épaisseur.

Les dispositifs de retenue mis en place sont des garde-corps type S8.



Clavage des éléments préfabriqués constituant le hourdis

Keying the prefabricated elements forming the slab

■ MÉTHODE ET PROCÉDÉS D'EXÉCUTION

Réalisation des culées

Les fondations des culées de l'ouvrage ont été réalisées de façon analogue compte tenu de la nature du sol en place. Il s'agit de pieux en béton B25 encastrés en tête dans une semelle surmontée d'un mur de front pour la culée C0 ou directement sur un chevêtre pour la culée C1.

Le béton utilisé pour la confection des appuis est un béton B30.

Méthodes et procédés d'exécution de la charpente métallique

Description de la gamme de fabrication atelier

La fabrication de la charpente métallique a été réalisée suivant quatre phases principales détaillées ci-après.

Phase n° 1 : débit + oxycoupage

Débit + oxycoupage des différents éléments qui constituent l'ossature métallique (membrane supérieure, inférieure, montants verticaux, pièces de pont, tôles de contreventement, platines, raidisseurs, etc.).

Phase n° 2 : reconstitution + habillage + finition

- ◆ Raboutage des âmes concernant les membrures supérieures, inférieures et nœuds d'abouts ;
- ◆ reconstitution des caissons de membrures supérieures et inférieures avec mise en place des diaphragmes ;
- ◆ raboutage des "épanouissements" de semelle supérieure des pièces de pont aux deux extrémités ;

- ◆ reconstitution des pièces de pont après avoir soudé les connecteurs goujons sur les semelles supérieures. Les voiles, platines seront ensuite mis en place ;

- ◆ reconstitution des montants caissons verticaux PRS ;

- ◆ reconstitution des nœuds d'abouts PRS.

Phase n° 3 : fabrication des deux poutres treillis latérales

- ◆ Présentation "face à face" sur des bancs d'assemblage des membrures supérieures et inférieures de chaque poutre treillis latérale ;

- ◆ assemblage, soudage des montants verticaux caissons et des nœuds d'abouts.

Phase n° 4 : montage à blanc

Avant leur mise en peinture, chaque poutre treillis composée de deux tronçons sera présentée à blanc suivant la contre-flèche de fabrication "à plat" sur des bancs d'assemblage.

Le joint de chantier ainsi présenté recevra un dispositif provisoire de clavage qui permettra de retrouver au chantier la géométrie de l'ensemble contrôlé en atelier.

Les deux poutres treillis latérales sont ensuite redressées verticalement dans leur position définitive toujours sur des bancs d'assemblage pour que soit réalisée une présentation à blanc partielle des pièces de pont.

Une vérification des points d'épure des pièces pont non présentées à blanc en atelier est ensuite réalisée.

A ce stade des fabrications, un contrôle final avec vérification de la géométrie du tablier est assuré par le service contrôle externe de l'entreprise qui aura préalablement et pendant toutes les phases de fabrication vérifié la conformité des tolérances dimensionnelles et des soudures.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'œuvre

Direction de la Voirie départementale de l'Aisne assistée par l'Unité départementale de Saint-Quentin

Maître d'ouvrage

Département de l'Aisne

Entreprises

- Gros œuvre : Ouvrages d'Art de l'Est
- Ossature métallique : E^{ts} J. Richard-Ducros

Entreprises sous-traitantes

- Ponticelli (montage)
- Prezioso (protection)

Bureaux de contrôle

- Ingérop - Villeneuve d'Ascq
- Laboratoire du CETE de Nancy



Ouvrage terminé, avant application de la couche de finition

Completed structure, before application of the finishing coat

► **Phases de construction de l'ossature métallique sur site**

Compte tenu du site et de la géométrie de l'ouvrage une solution de mise en place à la grue a pu être réalisée avec une grue de 650 t disposée en arrière de la culée C1.

La longueur disponible de la plate-forme située en arrière de cette culée a permis de réaliser l'assemblage complet de chaque poutre qui a été livrée en plusieurs éléments.

La longueur de ces derniers étant tributaire des conditions d'accès et de la forme des poutres, on a donc livré à plat par convois routiers exceptionnels à partir de notre usine de fabrication de Charmes (Vosges) quatre éléments (deux par poutre) de longueur 24 m environ et de poids unitaire 31 t. Sur le chantier ces éléments ont été disposés sur les calages d'assemblage situés sur la plate-forme afin de retrouver la géométrie obtenue lors de la présentation à blanc en usine.

Après assemblage des tronçons et mise en place des pièces de pont sur appuis à leur emplacement définitif les opérations de pose des poutres ont été conduites en commençant par celle située du côté de l'ouvrage existant. Après mise en place et haubanage des poutres on procède ensuite au montage des pièces de pont courantes et des tôles de contreventement.

Tablier

Les éléments préfabriqués constituant la dalle de couverture du tablier ont été mis en place à la grue. Pour la zone située aux abouts du tablier le béton a été coulé en place, la tôle supérieure de contreventement servant de coffrage.

Le béton B35 coulé en place (pour le clavage des éléments entre eux et pour la zone d'abouts) a été alimenté à la pompe.

ABSTRACT

RD1 (Aisne).
The Crécy-au-Mont bridge over the canal linking the Aisne and Oise rivers

Fr. Charmasson

Given the heavy road traffic on departmental highway No. 1 between the towns of Soissons and Saint-Quentin and the condition of the existing bridge, it was more than necessary to replace the bridge.

For this project, it was therefore decided to construct an unconventional structure alongside the current deck to cross the canal linking the Aisne and Oise rivers in the commune of Crécy-au-Mont (Aisne region).

The bridge to be built has two side girders of the Vierendeel girder type, with a single span, of total length 47.50 m and useful width 10 m.

The contract was awarded following an invitation to tender sent out in August 1999. The contract was for a single base solution with a composite deck, for which companies tendered either as a consortium or as main contractors.

After examining the tenders, Ets J. Richard-Ducros were selected as sole contractor.

RESUMEN ESPAÑOL

RD1 (Aisne). El puente de Crecy-au-Mont, en el canal de empalme del Aisne y el Oise

Fr. Charmasson

Habida cuenta de la implementación del tráfico viario de la carretera departamental nº 1, que pone en comunicación las ciudades de Soissons y de Saint-Quentin, y del estado de puente existente, hace preciso urgentemente la sustitución de este último.

En el marco de esta operación, se ha contemplado la construcción de una estructura nada corriente al lado del tablero actual para permitir salvar el canal de empalme del Aisne y del Oise, en el municipio de Crecy-au-Mont (departamento del Aisne).

La estructura que se trataba de construir consiste en dos vigas laterales tipo Vierendeel, de un tramo único y de una longitud total de 47,50 m y una anchura útil de 10 m.

El contrato de construcción fue atribuido al término de una licitación publicada durante el transcurso del mes de agosto de 1999. La licitación consistía en una solución básica única con tablero mixto, y en la cual han participado las empresas, ya sea en agrupación conjunta o bien como empresas generales.

Tras examen de las ofertas, únicamente han sido seleccionados los Ets. J. Richard-Ducros.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Appuis

- Béton pour pieux : 60 m³
- Béton pour appuis : 200 m³
- Aciers pour béton armé : 22 t

Charpente métallique

178 t (aciers S355K2G3, S355N et ST37-3K)

Tablier

- Béton : 140 m³
- Aciers pour béton armé : 26 t

Le viaduc de la Somme

Un ouvrage économique malgré les contraintes d'accès

L'autoroute A29 entre A1 et Saint-Quentin est une autoroute à trafic modéré. La Sanef, maître d'ouvrage, a cherché avec ses maîtres d'œuvre Setec (pour les études) et Scetauroute (pour les travaux) à adapter l'investissement au trafic pour le principal ouvrage de cette section : le viaduc de la Somme.

Pour cet ouvrage d'une longueur de 460 m et 13,50 m de largeur utile en première phase (2 x 1 voie), les procédures utilisées ont toutes été menées avec un souci constant d'atteindre l'optimum économique malgré un environnement sensible qui a nécessité la construction d'une estacade de 275 ml de long.

Tous les acteurs, aussi bien l'architecte, les maîtres d'œuvre que les entreprises, ont parfaitement maîtrisé la réalisation de cet ouvrage, ce qui a permis d'obtenir un coût particulièrement économique pour un ouvrage de cette catégorie parfaitement intégré dans son milieu.

■ LA CONCEPTION DU VIADUC ET LA COMPARAISON DE SOLUTIONS

Présentation générale

Pour le maître d'ouvrage d'une autoroute à trafic modéré, l'un de ses principaux objectifs est d'adapter les caractéristiques de son ouvrage afin d'optimiser l'investissement au trafic ; c'est traditionnellement le cas pour les structures de chaussées, cela l'est beaucoup moins pour le profil en travers. L'autoroute A29, ouverte en juin 2001, entre l'autoroute A1 et Saint-Quentin est l'illustration de cet exemple d'optimisation.

Le trafic est modéré : moins de 4 500 véh./jour. Le profil en travers a été adapté en section courante :
◆ une plate-forme de 19,60 ml (TPC de 2,10 m, voie rapide de 3,25 m, voie lente de 3,50 m et BAU de 2,00 m), au lieu d'une plate-forme de 22,60 ml (TPC de 2,60 m, voies rapide et lente de 3,50 m, BAU de 3,00 m).

Phasage à 2 x 1 voie avec BAU pour l'ouvrage franchissant la vallée de la Somme.

Cet ouvrage, le viaduc de la Somme, d'une largeur utile de 13,50 m et d'une longueur de 460 m, permet à l'autoroute de franchir d'ouest en est la RD62, le canal du Nord, la Somme et ses étangs (zone écologiquement sensible).

A terme, lorsque le trafic le justifiera, l'aménagement proposé comportera la réalisation d'un deuxième ouvrage de 9,50 m de largeur utile permettant de disposer d'une chaussée à 2 x 2 voies.

Le profil en travers de l'ouvrage réalisé en première phase, déversé à 2,5 %, comprend :

- ◆ 2 chaussées de 3,50 m ;
- ◆ 2 BAU de 2,50 m ;



Vue de l'ouvrage terminé
View of the completed viaduct

- ◆ 1 TPC de 1,50 m comportant une DBA de 0,60 m et deux BDG de 0,45 m.

Contraintes du projet

Contexte géologique et géotechnique

Les campagnes de sondages réalisées sur le site du viaduc ont permis d'établir le profil géologique, faisant apparaître la succession des couches suivantes :

- ◆ une couche de limon tourbeux ou de limon argileux de 8 à 11 m d'épaisseur ;
- ◆ une couche d'alluvions de craie de 7 à 8 m d'épaisseur ;
- ◆ une couche de craie altérée à tendre de 5 à 13 m d'épaisseur ;
- ◆ une couche de craie dure.

Les caractéristiques pressiométriques mesurées dans la couche de craie dure sont suffisamment élevées pour constituer un horizon d'ancrage pour

Dominique Demeilliers



DIRECTEUR
D'OPÉRATION A29
Société des Autoroutes du Nord
et de l'Est de la France (SANEF)

Richard Giami



DIRECTEUR D'ÉTUDES
SETEC TPI

Vincent Languille



INGÉNIEUR TRAVAUX
OUVRAGES D'ART
Scetauroute Nord & Est

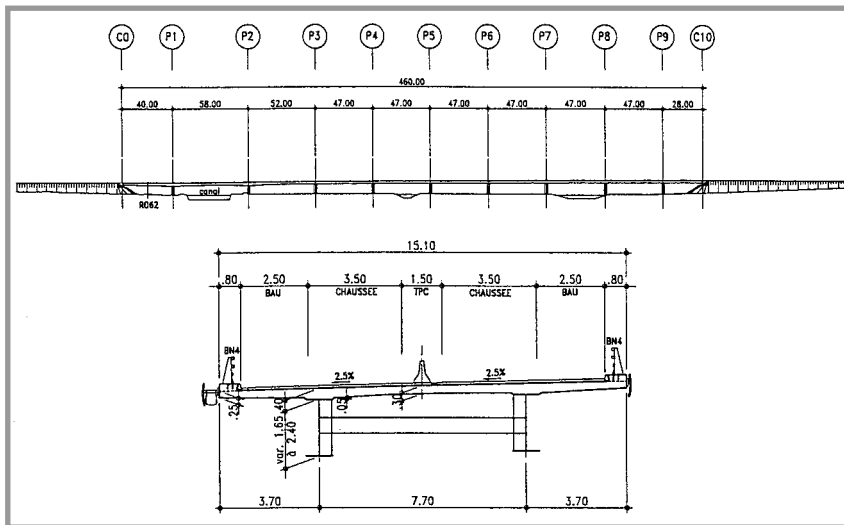


Figure 1
Solution A :
 bipoutre mixte -
 Travure 1
Solution A :
 composite
 double girder -
 Bridge element 1

Ces contraintes d'implantation des culées ont conduit à retenir un viaduc de 460 m de longueur.

Comparaison économique de différentes solutions

Dans le cadre de l'étude préliminaire d'ouvrage d'art réalisée en avril 1997, différentes travures ont été envisagées, avec comme unique contrainte d'implantation des appuis, le franchissement du canal par une travée de 58 m environ de longueur. Quatre travures ont été retenues différant les unes des autres par la longueur des travées courantes permettant le franchissement de la Somme et des étangs ; des structures de tablier de type bipoutre mixte ; caisson en béton précontraint et poutres précontraintes par post tension (VIPP) et par fils adhérents (PRAD) ont été envisagées conduisant à comparer les neuf solutions suivantes :

◆ travure 1 : 40 m – 58 m – 52 m – 6 x 47 m – 28 m = 460 m. Cette travure, constituant la travure de base, a été construite à partir de travées courantes de 47 m de longueur, portée voisine de l'optimum économique pour les structures de type bipoutre mixte ou caisson en béton précontraint mis en œuvre par poussage. Trois solutions de tablier ont été envisagées :

- solution A : bipoutre mixte de hauteur variable sur les trois premières travées, côté ouest, et de hauteur constante sur les autres travées,
- solution B : caisson en béton précontraint de hauteur variable sur les trois premières travées côté ouest et de hauteur constante sur les autres travées,
- solution C : caisson en béton précontraint de hauteur constante ;

◆ travure 2 : 40 m – 6 x 62 m – 48 m = 460 m. Cette travure, constituée de travées courantes de longueur égale à celle assurant le franchissement du canal, avait pour objet d'examiner l'incidence de l'allongement de la longueur des travées courantes sur le coût de l'ouvrage.

La solution D a été étudiée, pour cette travure, avec une structure de tablier de type bipoutre mixte ;
 ◆ travure 3 : 40 m – 58 m – 40 m – 9 x 33 m – 25 m = 460 m. L'objectif étant de réaliser un ouvrage économique, la travure 3 a été conçue, en prenant comme postulat, que le coût d'un ouvrage baisse lorsqu'on réduit la longueur des travées.

Cette travure constituait la première étape dans la réduction de la longueur des travées courantes (33 m) ; la travure 4 constituant la seconde étape avec une longueur de 25 m.

La travure 3 conduisait à réaliser trois piles courantes supplémentaires, par comparaison à la travure 1.

Trois solutions de tablier ont été envisagées pour cette travure :

- solution E : bipoutre mixte,
- solution F : bipoutre mixte sur les trois premières



des fondations profondes. La couche supérieure de limon compressible a nécessité la mise en place d'une virole métallique sur les dix premiers mètres.

Une reconnaissance spécifique a, par ailleurs, été menée pour l'étude de la stabilité des remblais d'accès montrant qu'il fallait s'attendre à des tassements de plusieurs décimètres.

Les remblais d'accès ont fait l'objet de travaux préliminaires, lancé suffisamment en amont des travaux du viaduc afin qu'une grande partie de la consolidation des terrains soit effectuée au moment des travaux sur les culées. Ce marché préliminaire comprenait également la déviation de la RD62.

Par sécurité, il a été prévu, pour les pieux des culées, la mise en œuvre de viroles perdues, sur la hauteur des remblais et des terrains compressibles, dont la fonction est de réduire les frottements négatifs.

Contraintes hydrauliques

Les contraintes liées au franchissement du canal du Nord ont été définies par VNF :

- ◆ le gabarit de navigation retenu est de 4,45 m ;
- ◆ la pile implantée sur la rive Est du canal doit permettre à terme la mise en œuvre d'une défense de berge constituée d'un rideau de palplanches (sur la berge ouest, un rideau de palplanches existe déjà).

La Somme qui n'est pas navigable, n'impose pas de contrainte particulière pour l'implantation des appuis du viaduc.

Contraintes d'environnement

La culée ouest du viaduc a été positionnée à 40 m environ de la berge du canal de façon que les tassements des remblais ne perturbent pas les structures de la rive du canal.

La RD62, dont le rétablissement en place aurait allongé le viaduc, a été déviée au plus près du chemin de halage ouest du canal. Elle passe sous la travée de rive du viaduc, le remblai (bloc technique) étant réalisé à l'aplomb de son ancien tracé.

La culée a été implantée en limite de la zone boisée de façon que le talus empiète de façon réduite sur cette zone.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

SANEF

Maitrise d'œuvre études

Setec

Maitrise d'œuvre travaux

Scetauroute

Architecte

Alain Spielmann

Entreprise lot principal

Demathieu & Bard

Entreprise lot métal

Baudin-Chateauf

Etudes d'exécution béton

Cogeci

Etudes d'exécution métal

SERF

Principaux sous-traitants et fournisseurs

- Estacade : Leduc
- Fondations profondes : Botte Sade
- Terrassements : Prigent
- Ferrailage (fourniture) : Armatures SA
- Ferrailage (pose) : Europar et Rocher Armatures
- Etanchéité et roulement : Colas
- BN4 et corniches-caniveau : AVD
- Peinture métal : Prezioso
- Joints de chaussée : Cipeq
- Perrés : Devynck

travées et structure de type VIPP sur les autres travées,

- solution G : bipoutre mixte sur les trois premières travées et structure de type dalle binervurée sur les autres travées ;

◆ travure 4 : 40 m – 58 m – 40 m – 12 x 25 m – 22 m = 460 m.

Cette travure conduisait à réaliser six piles courantes supplémentaires par rapport à la travure 1. Trois nouvelles solutions ont été étudiées :

◆ solution H : bipoutre mixte sur les trois premières travées et dalle en béton précontraint sur les autres travées,

◆ solution I : bipoutre mixte sur les trois premières travées et structure de type PRAD sur les autres travées.

Comparaison des solutions

Sur la base des conditions économiques de 1997, les enseignements suivants ont été tirés de l'étude comparative des différentes solutions :

◆ les solutions A, E, I, F, G, H avaient des coûts très voisins et l'écart maximum obtenu entre les différents coûts n'était pas significatif (inférieur à 4 %). La réduction de la longueur des travées courantes n'avait pas apporté d'économie notable ; d'autre part, le choix de structures simples (PRAD, dalle pleine, etc.) n'avait pas conduit à des réductions de coût sensibles par rapport à la solution de base (solution A) : la réduction du coût du tablier étant compensée par l'augmentation du coût des fondations ;

◆ la solution D, comportant le nombre le plus faible de piles, se situait à un niveau de prix intermédiaire supérieur d'environ 7 % à celui des solutions A et I ;

◆ les solutions B et C avaient les coûts les plus élevés, de 11 à 16 % par rapport aux solutions A et I.

L'économie des solutions A, E, I, F, G, H provenait en partie de la conception particulièrement simple des piles courantes, les piles encadrant le canal étant plus massives. L'architecte du projet, A. Spielmann, avait souhaité marquer le franchissement du canal, par la forme des piles et un tablier de hauteur variable.

Une conception économique

Une attention particulière a été portée sur la conception des piles courantes étant donné leur nombre important (sept pour la solution A, 13 pour la solution I) et les conditions difficiles d'exécution : site aquatique et fondations sur pieux de 30 m de longueur.

Ces piles sont constituées de deux fûts cylindriques, de 1,60 m de diamètre pour la solution A, disposés en continuité de pieux de même diamètre. Les fûts sont reliés en tête par un chevêtre rectangulaire en béton armé.

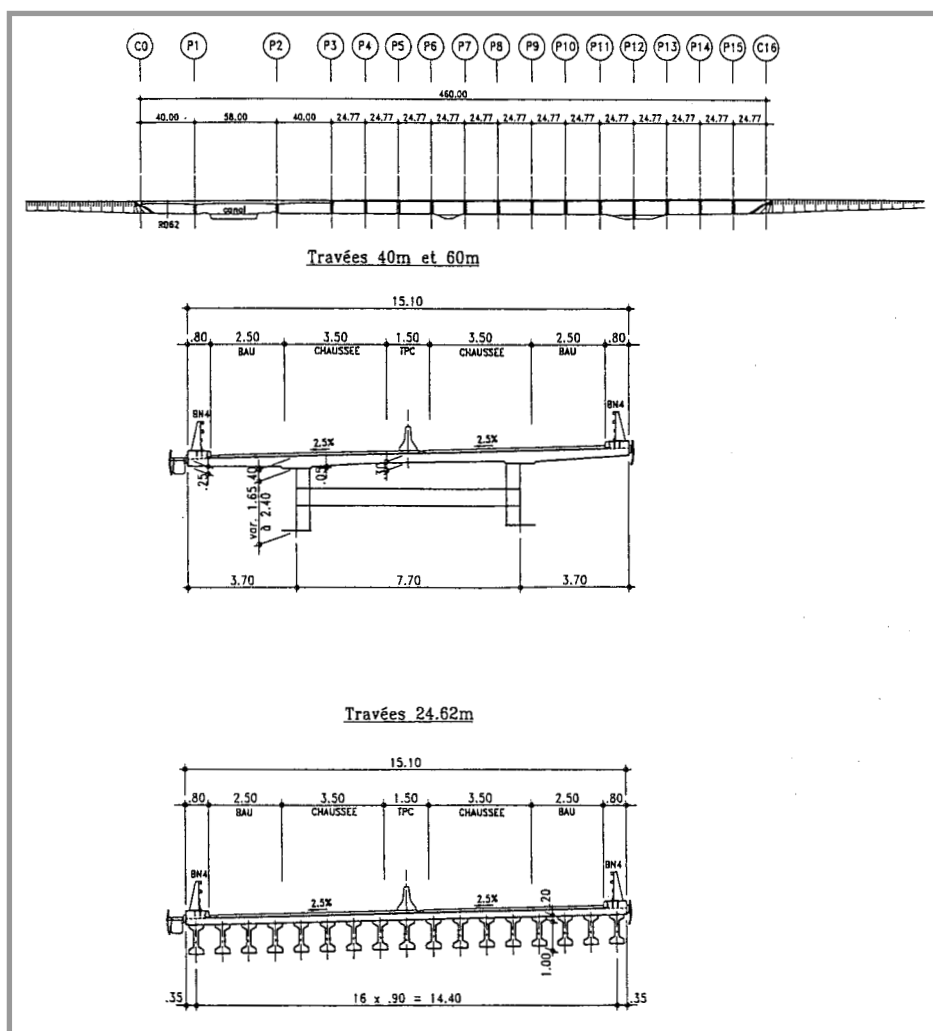


Figure 2
Solution I : bipoutre mixte + PRAD - Travure 4

Solution I : composite double girder + pretensioned girders - Bridge element 4

Les pieux sont forés, chemisés partiellement jusqu'au-dessus du niveau de l'eau.

Cette conception de pile, ne comportant pas de semelles, présente aussi l'avantage de supprimer, pour les appuis en site aquatique, la réalisation de batardeaux. Cependant, ces piles sont sensibles aux efforts horizontaux, et étant donné la mauvaise qualité des terrains sur les premiers mètres, des dispositions tendant à réduire ces efforts ont été recherchées : le choix d'appareils d'appui en élastomère fretté qui a pour effet d'augmenter la souplesse des piles et par conséquent de réduire les efforts horizontaux, allait dans ce sens.

■ L'APPEL D'OFFRES ET LES TRAVAUX

L'appel d'offres

Dans le but d'ouvrir le marché à une large concurrence (notamment la comparaison métal-béton) et particulièrement aux entreprises de génie civil, le maître d'ouvrage a lancé en consultation, en parallèle :

◆ la solution A (tablier mixte sur toute la longueur de l'ouvrage) (figure 1) ;

◆ la solution I, solution comportant un tronçon de tablier (trois travées) de 138 m de longueur en ossature mixte permettant le franchissement du canal) et un tronçon de 322 m de tablier de type PRAD comprenant la mise en œuvre de 221 poutres en béton précontraint (figure 2).

LES PRINCIPAUX RATIOS ÉCONOMIQUES ET MÉCANIQUES DU TABLIER

- Elancement métal : section courante et en travée sur canal : 1/23. Sur appuis P2 et P3 : 1/31
- Epaisseur équivalente hourdis : 33 cm
- Coffrage : 2,81 m²/m³ de béton
- Armatures passives : 237 kg/m³ de béton
- Charpente : 157 kg/m² brut de tablier - 176 kg/m² utile

Coûts du tablier

- 24,80 kF francs HT/m de voie exploitable
- 1 693,00 kF francs HT/m de largeur utile
- 3,30 kF francs HT/m² de surface brute

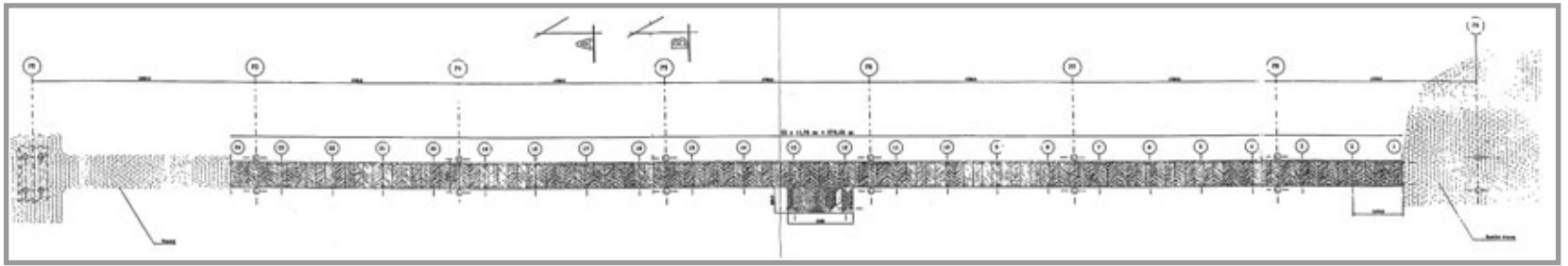
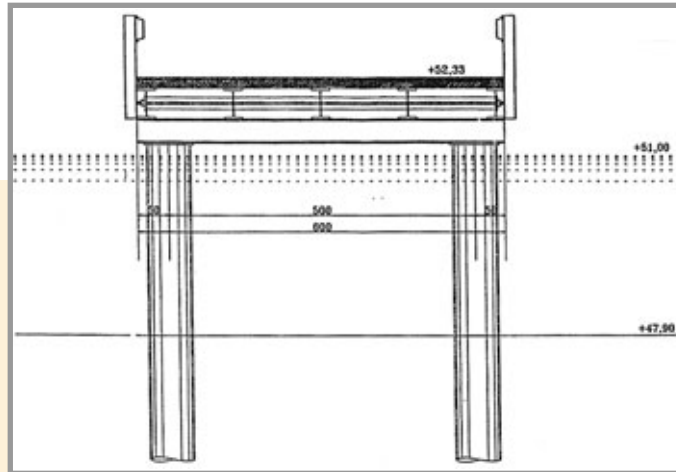
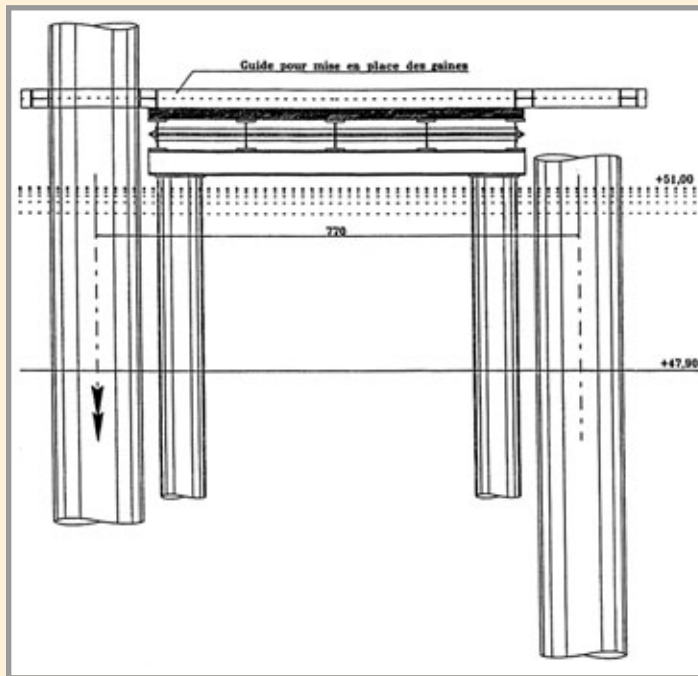


Figure 3
Estacade. Vue en plan
Breakwater. Plan view



Figures 4 et 4 bis
Estacade.
Coupes A et B
Breakwater.
Cross sections A and B



Le faible écart économique entre les deux solutions a été confirmé avec un avantage à la solution entièrement en ossature mixte qui a été retenue.

Des variantes portant sur l'ouvrage provisoire d'accès aux piles dans la Somme étaient autorisées. En solution de base, une estacade de 250 m de long était prévue, à partir de la berge Est. Cette estacade était prolongée à l'ouest par une piste sur remblai (avec base drainante) jusqu'au canal. L'estacade était déportée latéralement de façon à ne jamais se trouver sous le futur tablier et des épis de travail étaient prévus à l'aplomb de chaque appui.

La variante retenue dégagait une économie substantielle sur l'estacade en limitant la surface bien qu'en augmentant la longueur. L'ouvrage provisoire retenu avait une longueur de 270 m. Il avait une largeur réduite de 6 m et passait entre les fûts de pile, donc en dessous du futur tablier. Un épi de 6 m de large par 15 m de long était prévu au milieu pour permettre le croisement des engins ou le stockage de matériel (figures 3, 4 et 4 bis).

Cette conception imposait une organisation rigoureuse du chantier à cause du faible espace de circulation et de travail pour la réalisation des appuis dans la Somme. Ce point est développé ci-après. A l'issue de cette consultation (lancée fin 1998), le maître d'ouvrage a retenu la solution A, pour environ 39 millions de francs HT correspondant à un coût de 6 240 F HT par mètre carré de surface utile.

Ce coût constitue un ratio particulièrement économique pour un viaduc de 460 m de longueur, fondé sur pieux de 30 m de longueur et dont la réalisation nécessite une estacade de 270 m de longueur, dont le coût représente plus de 10 % du montant du marché.

Photo 1
Guide
pour les fondations
de l'estacade
Guide for breakwater
foundations



Photo 2
Mise en place
d'une dalle
de l'estacade
Laying
a breakwater slab





Photo 3
Boîte
filtrante
de l'estacade
*Breakwater
filtration
canister*



Photo 4
Cornières pour l'étanchéité de l'estacade
Angle brackets for breakwater tightness



Photo 5
L'estacade terminée
The completed breakwater

Les travaux

Le début des travaux a eu lieu en septembre 1999, pour un délai d'exécution de 16 mois.

Comme indiqué ci-dessus, les dimensions et la position de l'estacade imposait une optimisation des interfaces entre les différentes activités du chantier (construction de l'estacade, pieux, fûts et chevêtres, ossature métallique). La coactivité sur cet ouvrage était rendue difficile, les activités amont barrant le passage aux activités se déroulant à l'aval.

Le déroulement ci-dessous (qui ne développe que les tâches sur le chemin critique ou offrant un intérêt technique) a permis, conformément au planning remis à l'offre, un enchaînement correct des travaux.

Phase 1 : construction de l'estacade

L'estacade a été mise en place à l'avancement de la rive Est à la berge Ouest par mise en place de tubes métalliques vibrofoncés dans le sol et surmontés de poutrelles métalliques (photos 1 et 2).

L'ensemble était recouvert de dalles préfabriquées en béton, dont les joints ont été étanchéifiés et les rebords équipés de cornières métalliques en relevé, interrompus d'avaloirs débouchant régulièrement dans des boîtes filtrantes (photos 3 et 4).

A la fin de la construction de cet ouvrage, les gaines des pieux de l'ouvrage définitif ont été mises en place préalablement à l'arrivée de l'entreprise de fondations profondes.

Le planning prévoyait une mise en œuvre de l'estacade pendant une durée de 2,5 mois. Seuls deux mois ont été nécessaires (de mi-septembre à mi-novembre 1999) pour sa réalisation, y compris mise en place des gaines définitives (photo 5).

Phase 2 : mise en place de la piste sur remblai

L'estacade a d'abord été utilisée pour le passage des matériaux et des engins pour la réalisation de la piste et de la plate-forme nécessaire à la construction de la pile P2, entre le canal et la Somme. Aucun accès n'était effectivement possible par le chemin de halage Est du canal.

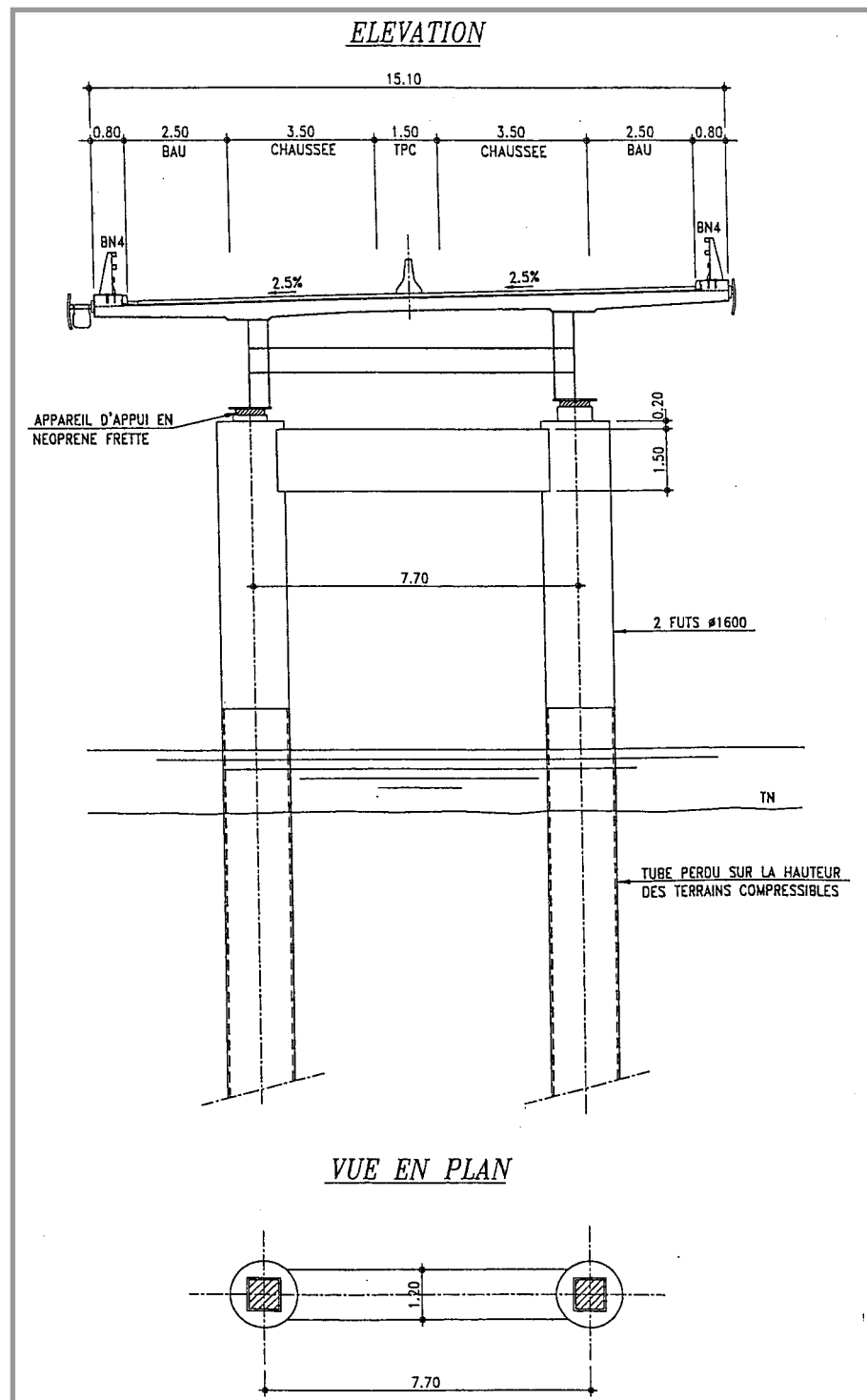


Figure 5
Schéma pile
travées courantes
*Diagram of pier
for standard spans*



Photo 8
Calorifugeage d'une pile
Thermal insulation of a pier



Photo 6
Protection en tête de pieu
Protection at head of pile



Photo 7
Vue d'une pile à partir de l'estacade
View of a pier from the breakwater

Photo 9
Lancement
de la charpente
*Launching
the structural work*



► **Phase 3 : réalisation des fondations**

Les fondations, comme les piles ultérieurement, devaient être réalisées d'ouest en est, en reculant, afin de ne jamais bloquer l'accès des fournitures jusqu'à l'atelier.

Sept appuis (P3 à P8) étaient concernés par l'estacade. Le planning prévoyait une semaine pour la réalisation des pieux d'une file d'appuis (deux pieux de 1,60 m de diamètre et d'une profondeur moyenne de 30 m, réalisés sous boue). Ces durées ont été respectées.

Phase 4 : réalisation des appuis à partir de l'estacade

Les appuis ne pouvaient démarrer qu'à la fin de la réalisation de l'ensemble des fondations profondes intéressant l'estacade. Les piles courantes étaient composées de deux fûts de 1,60 m de diamètre dans le prolongement des pieux (figure 5).

Ces fûts, dont l'entraxe est de 7,70 m étaient construits à quelques centimètres de chaque bord de l'estacade (n'autorisant aucune erreur d'implantation sur cette dernière) (photos 6 et 7).

Le planning prévoyait une semaine pour la réalisation des deux fûts d'une pile courante et une semaine pour la réalisation du chevêtre avec la réalisation du chevêtre d'une pile pendant la réali-

sation des fûts de la suivante (la grue étant positionnée entre les deux files d'appuis concernées et les approvisionnements étant limités pour ces activités). Ces durées ont presque toujours été respectées.

La pile P2, plus massive et nécessitant la réalisation d'une semelle à l'intérieur de batardeaux et après mise en œuvre d'un béton de blocage, a nécessité quant à elle, presque un mois (figure 6). Le démarrage de la pile P2 a eu lieu mi-janvier 2000 et la fin de la réalisation de la pile P8 s'est achevée mi-mars 2000.

La période hivernale a nécessité le calorifugeage des coffrages (photo 8).

Phase 5 : enlèvement de la piste et de l'estacade

L'une des particularités de la conception de l'estacade était l'obligation, en raison également de la faible hauteur libre sous l'ouvrage, de replier l'estacade avant le lancement de la charpente métallique.

En effet, le levage des éléments, et surtout l'arrachage des fondations, auraient été impossibles avec le tablier à l'aplomb.

C'est pourquoi l'enlèvement de la piste et de l'extrémité ouest de l'estacade a été terminé le 27 mars 2000, soit le jour même du premier lancement de la charpente.

Phase 6 : lancement de la charpente métallique

L'ossature métallique du tablier a été assemblée sur une plate-forme d'environ 200 m de long à l'arrière de la culée ouest (C0) du viaduc.

Les quelques 1100 t de métal ont été lancées en trois fois aux dates suivantes :

- ◆ 1^{er} lancement le 27 mars 2000 ;
- ◆ 2^e lancement le 4 mai 2000 ;
- ◆ 3^e lancement le 8 juin 2000 (photo 9).

Ce dernier lancement comprenait les tronçons à hauteur variable sur les trois premières travées (variant de 1,85 m à mi-travée et en raccordement aux travées courantes à 2,50 m sur les appuis P1 et P2).

Phase 7 : réalisation du hourdis en béton armé

Le hourdis a été réalisé en pianotant de l'ouest vers l'est à l'aide de deux équipages mobiles. Les paillasses d'armatures étaient préfabriquées der-

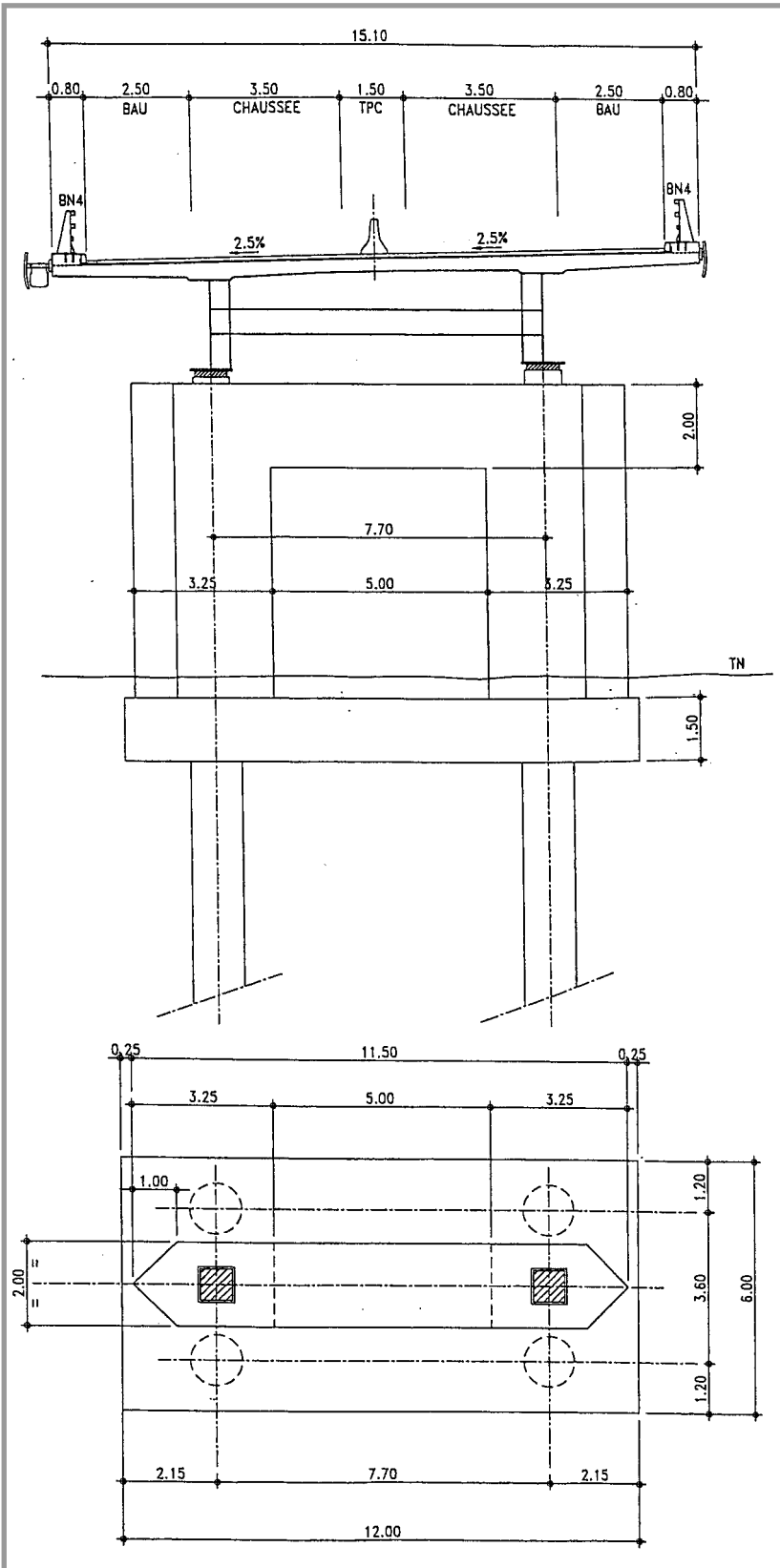


Figure 6
Schéma pile travée canal
Diagram of pier
for canal span

LES PRINCIPALES QUANTITÉS DU TABLIER

- Béton : 2 486 m³
- Armatures passives : 587 t
- Aciers charpente : 1 100 t
- Peinture charpente : 7 700 m²
- Coffrage : 7 000 m²

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Structure

Bipoutre en ossature mixte (hauteur variable sur les trois premières travées)

Géométrie

- Longueur totale : 460 m
- Travées : 10 travées de portées 40 – 58 – 52 m – 6 x 47 – 28 m (d'ouest en est)
- Largeur totale : 15,10 m (BN4/BAU 2,50 m/1 voie 3,50 m/TPC 1,50 m/1 voie 3,50 m/BAU 2,50 m/BN4)
- Largeur utile : 13,50 m
- Surface totale : 6 988 m²
- Surface utile : 6 248 m²
- Obstacles : RD62 (CO-P1), canal du Nord (P1-P2), Somme (P3-P9)

Métal

- Hcour. poutres : 1,85 m
- Hmax. poutres : 2,50 m (sur les piles P1 et P2)
- Charpente lancée en trois fois

Béton

- Epaisseur hourdis : 40 cm au milieu et 25 cm en rive. Pas de précontrainte transversale
- Hauteur moyenne pile : 7,50 m
- Fondations P1 et P2 : 2 files de pieux F 1 300 mm et semelle de liaison
- Fondations P3 à P9 : 1 file de pieux F 1 600 mm prolongés par des fûts de même diamètre
- Longueur pieux : environ 30 m et gainés sur environ 10 m (en moyenne).
- Quantité totale béton : environ 5 000 m³ (dont 1 500 dans les pieux)

Estacade

- Longueur : 275 m
- Largeur : 6,00 m (axées dans l'axe du tablier)
- Pieux métalliques F 760 mm vibro-foncés à 23 m en moyenne - Travées 9,40 m
- Délai des travaux : 16 mois
- Coût de l'ouvrage : 39 millions de francs HT (base décembre 1998), soit 6 240 F HT/m² de surface utile



Vue du viaduc terminé

View of the completed viaduct

rière la culée Est (C10) et tirées à l'aide de rails jusqu'à leur emplacement définitif.

Les cycles de réalisation étaient d'un plot (longueur comprise entre 10 m et 12,25 m) tous les deux jours par équipage, le décoffrage devant se faire dès l'âge de 24 heures après le bétonnage. La résistance requise (de 20 MPa) a été vérifiée par la méthode de la maturométrie.

Ainsi, un plot par jour en moyenne a été réalisé lorsque les deux équipages étaient en place.

Phase 8 : équipements et superstructures

Les principaux équipements et superstructures suivants ont ensuite été réalisés :

- ◆ longrines support et barrières BN4 y compris dispositif spécial (Transpec) au passage du joint de chaussée;
- ◆ corniches-caniveaux métalliques (y compris en point haut de dévers pour le transit des eaux de section courante jusqu'au bassin côté ouest);
- ◆ étanchéité MHC (haute cadence) et relevés d'étanchéité, et couche de roulement sur ouvrage;
- ◆ joints de chaussées.

ABSTRACT

The Somme viaduct. An economical structure despite the access constraints

D. Demeilliers, R. Giami, V. Languille

The A29 motorway between the A1 and Saint-Quentin has a moderate traffic load. The contracting authority Sanef endeavoured, with its project managers Setec (for engineering) and Scetauroute (for work performance), to keep capital spending in line with the projected traffic load for the main road structure on this section, the Somme viaduct.

For this structure, 460 m long and of useful width 13.50 m in the first phase (dual single-lane carriageways), the processes employed were all applied with a constant concern for attaining the economic optimum, despite a sensitive environment which made it necessary to construct a breakwater 275 metres long.

All the players, both the architect, the project managers and the contracting firms, kept perfect control over the construction of this structure, thus making it possible to obtain a very economical cost for a structure of this scale perfectly integrated into its environment.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto del Somme. Una estructura económica pese a los imperativos de acceso

D. Demeilliers, R. Giami y V. Languille

La autopista A29, entre la A1 y Saint-Quentin es una autopista de tráfico rodado moderado. La Sanef, empresa contratante, ha investigado conjuntamente con los responsables técnicos Setec (para los estudios) y Scetauroute (para las obras), la forma de adaptar la inversión al tráfico para las estructuras principales de esta sección: el viaducto del Somme.

Para este puente de una longitud de 460 m y 13,50 m de anchura útil en la primera fase (2 x 1 carril), los procedimientos utilizados se han emprendido con la constante preocupación de lograr las economías más importantes, a pesar de un entorno particular que ha precisado la construcción de una estacada de 275 m de longitud.

Todos los participantes, tanto el arquitecto, como los responsables técnicos y las empresas constructoras, han dominado perfectamente la ejecución de esta estructura, lo que ha permitido conseguir un coste particularmente económico para una estructura de esta categoría, perfectamente integrada en su medio ambiente.

Aveyron

Le viaduc de Saint-Sernin-sur-Rance

Le viaduc de Saint-Sernin-sur-Rance, ouvrage de 240 m de long, répond à un besoin de désenclavement du département de l'Aveyron. Il constitue un point clé de la RD 999 qui relie le Tarn à l'autoroute A75. Situé à l'entrée du village de Saint-Sernin-sur-Rance, ce viaduc est constitué de deux ouvrages bien distincts, un ouvrage mixte de 180 m de long sur quatre travées et un ouvrage d'accès en béton de 60 m comportant également quatre travées. Il franchit et domine la rivière Rance de 40 m en permettant une économie d'itinéraire de 1,1 km. Cette économie d'itinéraire va de pair avec une sécurité considérablement renforcée pour les usagers et les professionnels de la route. Il leur offre une largeur de chaussée de 7 m complétée par deux trottoirs de un mètre. Il a été réalisé par un groupement d'entreprises Bec - Lagarrigue - Spie Citra - Capraro & Cie qui ont sous-traité l'ossature métallique à l'entreprise Eiffel.

Le principal souci dans les choix techniques tant au niveau des concepteurs que des constructeurs a été de réaliser un ouvrage de qualité dans des conditions optimales de sécurité. Cette préoccupation est particulièrement émergente dans le choix du procédé de réalisation des piles par coques coffrantes en béton et dans celui du tablier de l'ouvrage principal par dalles préfabriquées.

■ PRÉSENTATION DE L'OPÉRATION

Le désenclavement de l'Aveyron

"Longtemps comparé à une île entourée de terres, l'Aveyron est désormais une île irriguée par les voies de communication" confiait Jean Puech, président du Conseil général et sénateur de l'Aveyron. Effectivement, l'est Aveyronnais s'ouvre avec l'A75 et le contournement de Sévérac-le-Château ainsi que l'ouest avec l'A20 et le contournement de Villefranche-de-Rouergue puis l'aménagement de la RN 140. Les viaducs du Viaur sur la RN 88 et de Saint-Sernin-sur-Rance sur la RD 999 constituent des accès privilégiés vers le département du Tarn (figure 1).

La route départementale 999

La RD 999 constitue, avec la route départementale n° 992, un itinéraire qui relie Millau, l'autoroute A75, Saint-Affrique et Saint-Sernin-sur-Rance à la limite du département du Tarn, en direction d'Albi et de Toulouse. Il est classé Itinéraire régional d'intérêt prioritaire principal avec 3 208 véhicules par jours en 1999 dont 321 poids lourds. Au rythme de croissance actuel, le trafic aura doublé en 20 ans et en 2011 Saint-Sernin-sur-Rance verra un trafic moyen de plus de 4 800 véhicules par jour dont 490 poids lourds. La sécurité des usagers de cet axe, leur confort et



Figure 1
Plan de situation
Location

la réduction de leur temps de parcours imposaient des travaux d'aménagement de l'ensemble de l'itinéraire dont la programmation en 1989 engageait une somme de 255 millions de francs (avec près de 200 millions jusqu'en 2003). Depuis 1990, le conseil général de l'Aveyron, dans le cadre de cette politique routière, aménage la section de la côte de Saint-Sernin où se trouve le viaduc pour un montant de travaux de 81 millions de francs. Le Conseil général s'est arrêté sur un

Jérôme Fabre



CHARGÉ D'OPÉRATION
Conseil général de l'Aveyron

Olivier Objois



CHARGÉ D'AFFAIRES
Spie Citra Ouest

Eric Marchisone



CHEF DE TRAVAUX
Lycée Andréoisy - Castelnaudary

Jean-Pierre Bascou



PROFESSEUR
DE GÉNIE CIVIL
Lycée Andréoisy - Castelnaudary

Thierry Loubet



PROFESSEUR
DE GÉNIE CIVIL
Lycée Andréoisy - Castelnaudary



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

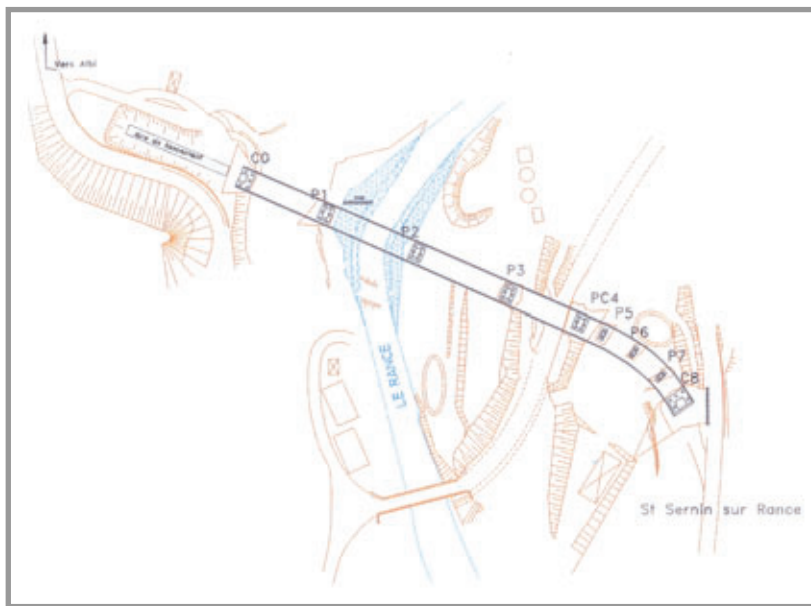


Figure 2
Plan de situation
de l'ouvrage
*Location drawing
of the structure*

sur une hauteur de 40 m et supprimer ainsi plusieurs virages particulièrement pénalisants (figure 2).

Le viaduc de Saint-Sernin-sur-Rance

Depuis de nombreuses années, le franchissement de la rivière Rance s'est régulièrement posé pour répondre aux exigences du trafic routier d'aujourd'hui. L'idée de construire un viaduc sur le Rance date de 1988, lors des premières études globales de l'itinéraire.

La construction du viaduc a dû tenir compte de contraintes environnementales. Il se situe dans le périmètre de protection du village de Saint-Sernin-sur-Rance qui possède de nombreux monuments classés. L'architecte du projet, M. Dezeuze spécialisé dans les ouvrages d'art a étudié l'intégration du viaduc dans le site en essayant de fondre la construction dans l'environnement.

Le viaduc se situe à la sortie de Saint-Sernin-sur-Rance, près du parking et il rejoint la RD 999 sur la rive gauche, à côté des habitations de la Crouzette. Il franchit le Rance à 130 m en aval de l'ancien pont.

C'est un viaduc de 240 m de long, à 40 m au-dessus du Rance et composé de deux ouvrages :

- ◆ un ouvrage principal droit de 180 m de long au-dessus du Rance et de l'ancienne RD 999 ;
- ◆ un ouvrage d'accès courbe de 60 m de long reliant l'ouvrage principal à l'entrée de Saint-Sernin. Cet ouvrage permet une économie de parcours de 1,1 km par rapport à l'ancien itinéraire.

L'échéancier du viaduc est le suivant :

- ◆ travaux préparatoires (1990) : 4 600 000 F ;
- ◆ construction (1998-2000) : 37 800 000 F ;
- ◆ dépenses annexes : 3 000 000 F ;
- ◆ aménagement des accès (2000) : 9 600 000 F, soit un total de 55 000 000 F.

La participation financière de la région Midi-Pyrénées est de 6 000 000 F.

La Direction des routes et infrastructures (D.R.I.) du conseil général de l'Aveyron s'est penchée sur les solutions possibles pour le viaduc principal et pour l'ouvrage d'accès. Pour l'ouvrage principal :

- ◆ un ouvrage à voussoir en béton précontraint ;
- ◆ un ouvrage à ossature mixte métal/béton armé ;
- ◆ une solution à trois portées ;
- ◆ une solution à quatre portées.

Pour l'ouvrage d'accès :

- ◆ un remblai en terre armée ;
- ◆ un ouvrage en béton précontraint ;
- ◆ un ouvrage à ossature mixte dans le prolongement de l'ouvrage principal ;
- ◆ un ouvrage en béton armé.

En ce qui concerne l'ouvrage principal, la D.R.I. a opté, pour des raisons techniques, pour l'ossature mixte à quatre travées. La solution à trois travées plaçait une pile dans le lit du Rance. D'autre

Figure 3
Coupe longitudinale
Longitudinal section

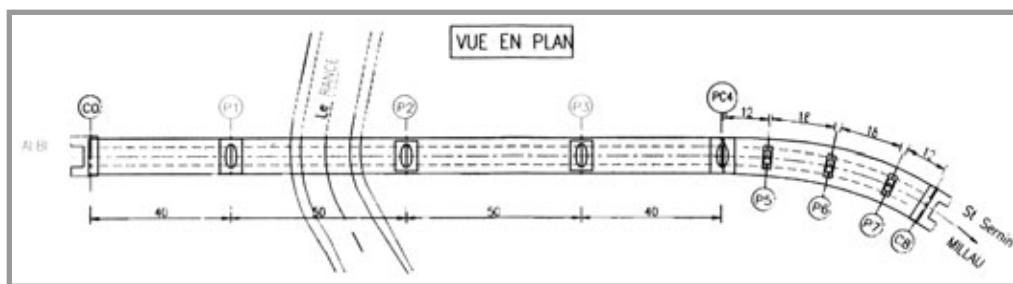
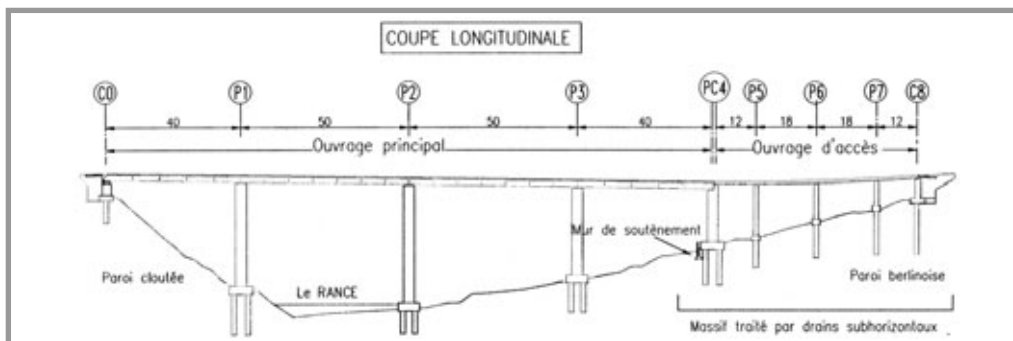


Figure 4
Vue en plan
Plan view

tracé permettant de concilier temps de parcours, phasage des travaux et étalement budgétaire. Trois tranches de travaux de terrassements ont été réalisées entre 1990 et 1994 pour 26 millions de francs au total. Il ne restait plus alors qu'à réaliser le viaduc de Saint-Sernin-sur-Rance et ses raccordements pour terminer l'aménagement de la section. Pour cela, il était nécessaire de franchir le Rance

part la longueur relativement modeste du viaduc n'était pas favorable à un ouvrage par voussoir car l'amortissement des ouvrages provisoires renchérisait le coût de construction. De plus, l'absence de centrale à béton extrêmement performante et capable de fournir le volume de béton nécessaire à moins d'une heure voire une heure et demi de route du chantier était fortement pénalisant pour la qualité finale de l'ouvrage.

Par contre, pour l'ouvrage d'accès, la courbure induisait en ossature mixte, un surcoût considérable. Tributaire d'un sol de mauvaise qualité, la solution en terre armée n'a pas été retenue. L'ouvrage principal n'étant pas en technique par béton précontraint, il était maladroite d'opter pour cette solution sur l'ouvrage d'accès. La solution en béton armé, de technique et solidité éprouvées, a été retenue. La consultation de chacune des entreprises a été lancée au cours de l'année 1997 et le groupement Bec - Lagarrigue - Spie Citra - Capraro & Cie a été retenu. Les travaux se sont déroulés avec des équipes encadrées par un directeur de chantier Spie et un chef de chantier Bec. La préfabrication des coques des piles et des dalles du tablier a été effectuée par Lagarrigue dans son usine de Firmi (photo 1).

Les travaux ont débuté en avril 1998 pour un délai d'exécution de 25 mois (6 mois de préparation préliminaires). Le viaduc a été achevé en novembre 1999 et mis en service le 23 juin 2000.

Plus précisément, le planning fait ressortir les phases suivantes :

- ◆ printemps 1998 : terrassements et accès à la pile P1;
- ◆ été 1998 : travaux spéciaux et fondations;
- ◆ automne 1998 et début hiver 1998-1999 : piles et culées;
- ◆ hiver 1998-1999 : charpente métallique et tablier de l'ouvrage d'accès;
- ◆ printemps 1999 : pose des dalles du tablier de l'ouvrage principal;
- ◆ été et automne 1999 : équipements;
- ◆ automne et hiver 1999-2000 : raccordements à la RD999;
- ◆ printemps 2000 : chaussées.

■ LES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE

(figures 3 et 4)

Ouvrage principal (figure 5)

Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- ◆ ouvrage droit;
- ◆ pente en long unique de 1,40 %;
- ◆ largeur utile roulable : 7 m;
- ◆ 2 trottoirs de 1 m;
- ◆ 4 piles de 15 m à 36 m fondées sur pieux et une culée;

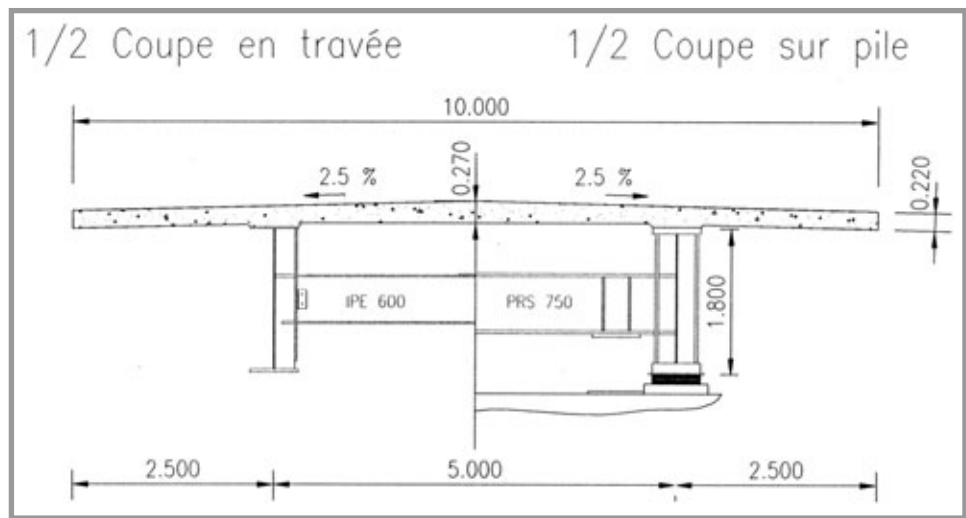


Figure 5
Coupe transversale
du tablier

Cross section
of the deck

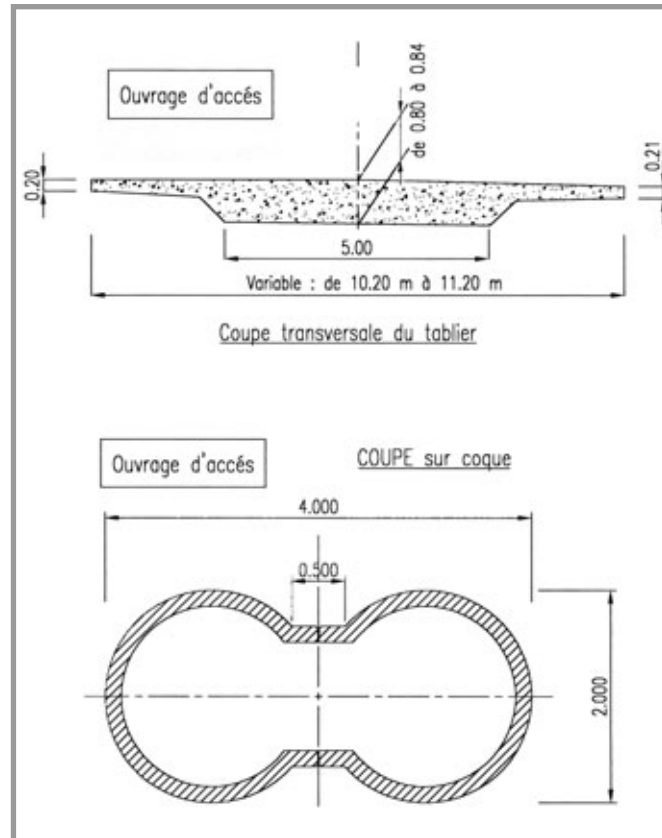


Figure 6
Coupe transversale
du tablier et coupe sur pile
Cross section of the deck
and cross section on pier

- ◆ 2 travées centrales de 50 m et deux travées de rive de 40 m;
- ◆ ossature mixte de type bipoutre de 1,80 m de hauteur avec entretoises et pièces de pont;
- ◆ tablier béton de 10 m de large et d'épaisseur 0,275 m à 0,220 m.

Ouvrage d'accès (figure 6)

Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- ◆ rayon variable (clothoïde) : 80 m à 184 m;
- ◆ dévers variable;
- ◆ pente en long variable paraboliquement suivant un rayon de 800 m de 6,103 % à 1,40 %;
- ◆ largeur utile roulable : 7 m;
- ◆ 4 piles de 7 m à 15 m fondées sur pieux et une culée;
- ◆ 2 travées centrales de 18 m et deux travées de rive de 12 m;
- ◆ ossature dalle pleine élégiée en béton armé de 0,80 m d'épaisseur et de largeur variable entre 10 m et 11,20 m.

Figure 7
Pile de l'ouvrage principal
Pier of the main structure

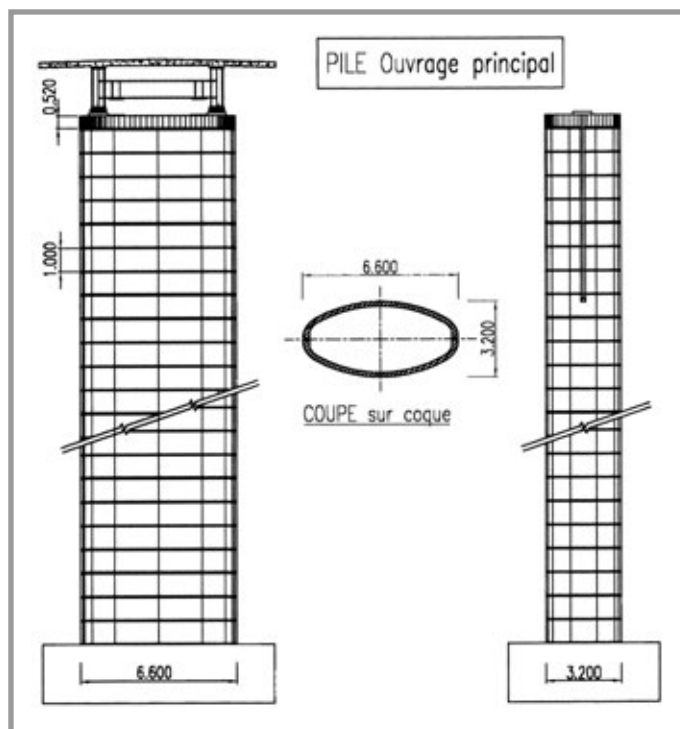


Photo 2
Les piles
Piers



DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Les fondations

Le sol au niveau de l'ouvrage est constitué par :

- ◆ des éboulis consistant en une argile limoneuse sableuse emballant des graviers et des blocs de schistes et quartz;
- ◆ des résidus alluviaux piégés par le glissement du versant;
- ◆ une frange de schistes très altérés;
- ◆ un socle hercynien de schistes sains de pression limite supérieure à 8 MPa.

Cette configuration du sol a imposé des fondations par pieux tubés en acier ancrés de 50 cm dans le schiste sain. Les tubages ont été laissés définitivement en place.

Les piles reposent chacune sur six pieux de diamètre 1,40 m pour l'ouvrage principal et deux pieux de diamètre 1,40 m pour l'ouvrage d'accès. Les

culées sont fondées chacune sur cinq pieux de diamètre 1,40 m. Les pieux sont ancrés dans les schistes sains à une profondeur variant de 6,50 m à 15 m.

Les piles

Ouvrage principal (figure 7 et photo 2)

Les quatre piles ont une hauteur variant de 15 m à 36 m. Elles reposent chacune sur six pieux par l'intermédiaire d'une semelle de 2,40 m de hauteur. Elles sont constituées d'un fût de section constante avec des engravures horizontales tous les mètres de hauteur. La section des fûts de pile est générée par deux cercles de rayon 5,70 m dont les centres sont espacés de 9,95 m et raccordés par deux cercles de rayon 1,00 m.

Ouvrage d'accès

Les trois piles ont une hauteur variant de 7 m à 15 m. Elles reposent chacune sur deux pieux par l'intermédiaire d'une semelle de 1,60 m de hauteur. Elles sont constituées d'un fût de section constante avec des engravures horizontales tous les mètres. La section des fûts de pile est générée par deux cercles de rayon 1,00 m de centres distants de 2,00 m et raccordés droits sur une épaisseur de 1,32 m.

Le tablier

L'ouvrage principal

L'ossature métallique

L'entraxe des poutres de 1,80 m de hauteur est de 5,00 m. Les poutres sont des profilés reconstitués soudés avec des semelles inférieures et supérieures de 600 mm de largeur.

Les inerties des poutres varient :

- ◆ avec de fortes inerties sur les piles (semelle inférieure d'épaisseur 120 mm; âme de 25 mm; semelle supérieure d'épaisseur 80 mm);
- ◆ et moins fortes en travée (semelle inférieure d'épaisseur 25 mm; âme de 12 mm; semelle supérieure d'épaisseur 20 mm).

La connexion est assurée par des goujons connecteurs $\varnothing 22 \times 200$.

Les entretoises courantes sont disposées tous les 3,50 m à 4,00 m et sont réalisées avec des profilés IPE 600, les entretoises sur piles sont des PRS de 750, et les pièces de pont des culées sont des PRS de 650 connectés au tablier.

Le hourdis

Le hourdis en béton armé a une largeur constante de 10,00 m avec une forme en toit de dévers de 2,5 %. Son épaisseur varie de 27,50 cm sur l'axe à 22 cm en rive.

Au niveau des piles, une réservation circulaire a été prévue pour accéder à la partie haute de la pile.

Chaque pile est équipée en tête d'un garde-corps et des oreilles sont soudées sous la semelle des poutres métalliques à proximité de la pile. Elles permettent d'accrocher une passerelle de travail suspendue pour pouvoir exécuter des travaux d'entretien ou de surveillance.

L'ouvrage d'accès

Le tablier est constitué par une dalle en béton armé coffrée en place de 0,80 m d'épaisseur avec une sur largeur variable par rapport à l'ouvrage principal à cause de la courbure de 10,00 m à 11,20 m. Cette dalle est éléguée en bordure sur 3,10 m jusqu'à une épaisseur de 0,20 m

Les équipements

- Les équipements présentent les éléments suivants :
- ◆ barrière BN4 ;
 - ◆ corniches ;
 - ◆ trottoirs : bordures type T2 avec réservations :
 - 2 Ø 160 EDF,
 - 2 Ø 100,
 - 1 Ø 200 eau potable,
 - 1 Ø 120 Télécom ;
 - ◆ étanchéité prévue en bicouche 8 mm + 22 mm puis modifiée pendant la construction au profit d'une chape adhérente (1 cm) ;
 - ◆ gargouilles F100 tous les 12,50 m ;
 - ◆ couche de roulement en béton bitumineux de 7 cm.

■ LES MÉTHODES D'EXÉCUTION

Au cours de la période de préparation et lors de la réalisation des travaux les entreprises du groupe - Bec - Lagarrigue - Spie Citra - Capraro & Cie ont toujours eu le souci d'étudier et de mettre en œuvre des solutions innovantes en optimisant les méthodes d'exécution.

Phasage des travaux (figure 8)

Les travaux peuvent se scinder en phases distinctes :

- ◆ installation de chantier ;
- ◆ calibrage du Rance et passage provisoire ;
- ◆ paroi berlinoise et paroi cloutée pour conforter les talus à proximité de la pile P1 ;
- ◆ drains subhorizontaux sur le versant sous ouvrage d'accès ;
- ◆ soutènement PC4 ;
- ◆ pieux et semelles ;
- ◆ le génie civil des culées et piles ;
- ◆ étalement, coffrage et bétonnage du tablier de l'ouvrage d'accès ;
- ◆ réalisation de l'ossature métallique et son lancement en plusieurs phases ;
- ◆ pose des dalles préfabriquées du tablier de l'ouvrage principal ;

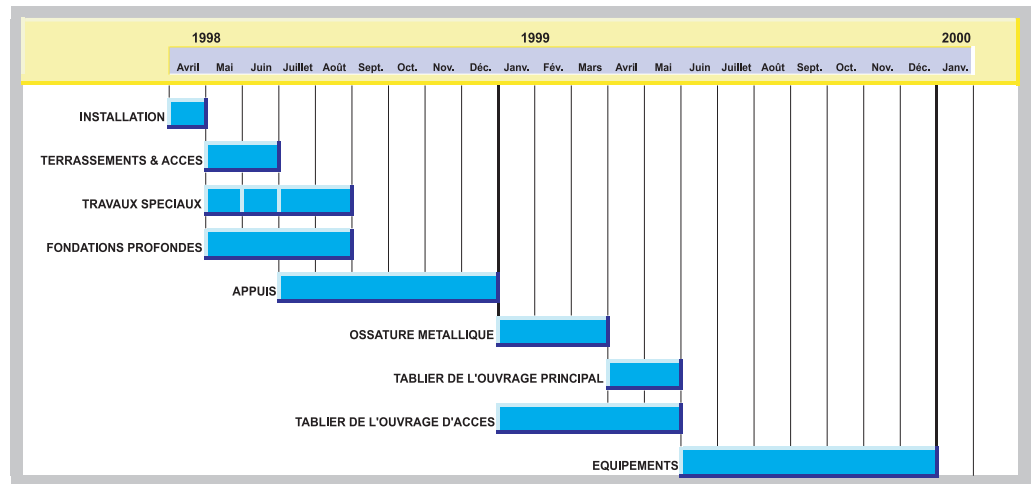


Figure 8
Calendrier des travaux
Work schedule

- ◆ superstructures (corniches, BN4, étanchéité, trottoirs et joints de chaussée) ;
- ◆ finitions et repli.

Organisation générale du chantier

L'ensemble de l'ouvrage principal a été réalisé avec des grues mobiles qui circulaient sur une piste de chantier desservant toutes les parties du chantier en activité. L'ouvrage d'accès était couvert par une grue à tour.

Un passage a été aménagé pour franchir le Rance afin d'exécuter les travaux sur la pile P1.

Le béton a été livré par camion toupie et mis en œuvre soit par pompage, soit à la benne à l'aide des grues de levage.

L'effectif moyen fut de 20 à 25 personnes avec des pointes à 30.

Les différents types de béton

Des bétons différents furent mis en œuvre pour chacun des éléments :

- ◆ pieux : B25 ;
- ◆ semelles et nervures des piles et culées : B30 ;
- ◆ fûts et chevêtres des piles : B30 ;
- ◆ hourdis du tablier : B35 ;
- ◆ corniches : B30.

Les appuis

Les fondations profondes

Les fondations par pieux ont été sous-traitées à l'entreprise Forage et Fondations. L'ancrage initialement prévu de 3,00 m dans les schistes sains, impossible à réaliser au trépan de 3 t, a été ramené à 0,50 m après un calcul justificatif.

La mise en œuvre du tubage laissé en place s'est effectuée par vibrofonçage. Le forage a été effectué à la benne preneuse pour les terrains non durs et au trépan pour les roches.

Les ouvrages spéciaux

Ces travaux ont été réalisés par l'entreprise Bec département Travaux Spéciaux.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Caractéristiques

- Ouvrage principal mixte
- Ouvrage d'accès en dalle béton armé

Quelques chiffres

- Longueur de l'ouvrage : 240 m
- Hauteur maximum des piles : 40 m
- Nombre de travées : 8
- Longueur de la travée la plus longue : 50 m
- Pente longitudinale de l'ouvrage principal : 1,40 %
- Largeur du tablier : 10 m
- Largeur roulable : 7 m
- Durée du chantier : 25 mois
- Coût général de l'opération : 55 millions de francs avec les raccordements routiers
- Marché de construction du viaduc : 36 329 479,48 F TTC (20,6 %) soit 5 538 393,44 €
- 2 180 m² de tablier
- 5 000 m³ de béton armé de 725 tonnes d'armatures en acier
- 295 tonnes d'ossature métallique



Photo 3
Détail du parement des piles

Detail of pier facing

Les drains subhorizontaux

Un drainage du massif sous l'ouvrage d'accès a été nécessaire au confortement de l'assise des piles. Ce drainage a été réalisé avec 1,50 km de drains subhorizontaux de 80 mm de diamètre convergents en étoile autour des piles et pénétrant jusqu'à 70 m à l'intérieur du versant.

Ce réseau de drainage, débouchant sur des têtes de sortie visitables, est conservé en phase d'exploitation

La paroi cloutée

Au niveau de la pile P1, il a été jugé nécessaire, par précaution, de renforcer le talus avec de la paroi cloutée. Un léger risque de glissement potentiel a exigé ce renforcement par tirants de 40 mm de diamètre et de 15 m de long, scellés au coulis. Cette paroi cloutée a été revêtue de béton projeté.

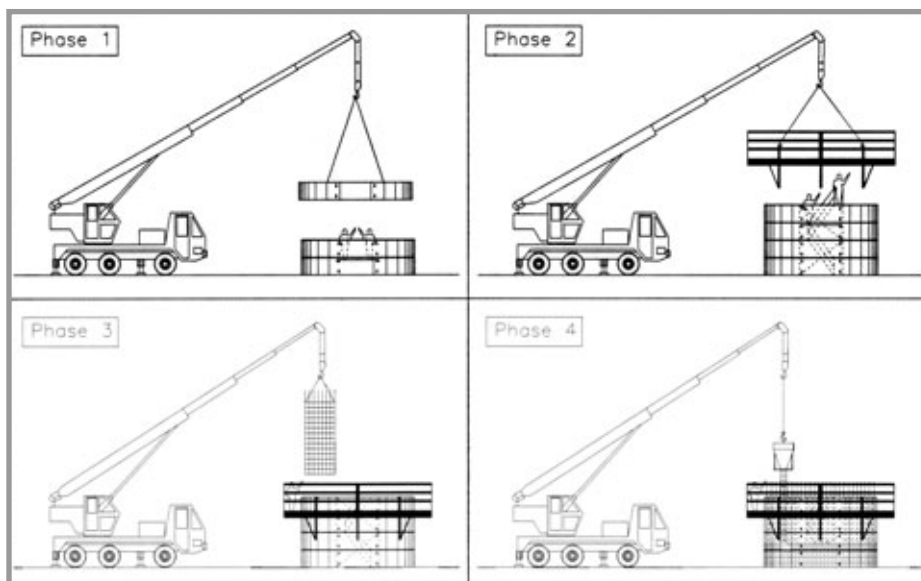


Figure 9
Phasage de réalisation des piles
Scheduling of pier construction

La paroi berlinoise

La réalisation de la culée de l'ouvrage d'accès s'est faite à proximité de la route actuelle sur laquelle aucune restriction de circulation n'était envisageable. Le maintien de la fouille a nécessité une paroi berlinoise.

Le mur de soutènement

Le maintien de la circulation sur la RD999 passant à côté de la pile PC4 a nécessité la construction d'un mur de soutènement en béton armé. Ce mur, interférant avec la fondation de la pile, a été réalisé comme suit :

- ◆ construction de la semelle avec des engravures à l'emplacement des pieux non encore exécutés ;
- ◆ construction du mur sur toute sa hauteur ;
- ◆ remblaiement jusqu'au niveau sous semelle des pieux ;
- ◆ tubage et exécution des pieux ;
- ◆ recépage et exécution de la semelle ;
- ◆ remblaiement définitif.

Les fûts de piles

Le groupement d'entreprises a proposé d'utiliser une solution innovante pour la réalisation des piles. Plutôt que de faire appel à des coffrages grimpants traditionnels, il a été proposé d'utiliser des coques coffrantes en béton préfabriquées par l'entreprise Lagarrigue dans son usine de Firmi.

La préfabrication permet de diminuer les risques d'accident lors de la construction et de garantir une meilleure esthétique finale. La sécurité du personnel, fédérée par le coordonnateur de sécurité, a été le souci majeur du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre et des entreprises, motivé, relayé et épaulé par les organismes de prévention et l'Inspection du travail.

Le parement des coques architectoniques en béton rappelle l'aspect de pierres incrustées en surface. Cet aspect est obtenu par la mise en place d'une matrice spéciale dans le coffrage des coques. Au coulage, le béton vient épouser parfaitement cette matrice, donnant ainsi l'impression finale (photo 3).

D'une hauteur de un mètre, posées à la grue, les coques servent de coffrage perdu. Le bétonnage de la partie interne peut s'effectuer sur une hauteur de quatre coques, tout en conservant une garde de 1,50 m de hauteur de manière à assurer la sécurité des ouvriers.

Chaque coque de 20 cm d'épaisseur est autostable. Elles sont posées l'une sur l'autre sur joint mousse et positionnées à sec grâce à quatre goujons inox de longueur 30 cm.

Leur faible épaisseur a imposé de prévoir en usine des contreventements pour rigidifier la coque pendant le transport et reprendre les poussées du béton.

La cinématique de réalisation d'une levée de fût de pile (figure 9) peut succinctement se décomposer comme suit :

- ◆ mise en place des quatre premières coques préfabriquées à la grue par l'intermédiaire d'"ancres de levage". Les ouvriers guident la manœuvre sur un platelage (phase 1) ;
 - ◆ montage d'un escalier d'accès ;
 - ◆ mise en place de la passerelle de travail (phase 2) ;
 - ◆ mise en place des cages d'armatures entre les IPE (phase 3) ;
 - ◆ moisage des cages d'armatures pour rétablir la continuité ;
 - ◆ bétonnage jusqu'au niveau - 1,50 m de la dernière coque (phase 4) ;
 - ◆ mise en place de la coque suivante (phase 1).
- La passerelle de travail a été approuvée par l'Apave. Elle est constituée d'un cadre rigide en tube métallique reposant sur six consoles triangulaires accrochées à la coque (figure 9 et photos 4 et 5). Ce procédé a permis une qualité de parement irréprochable, cette technique conciliant esthétique, rapidité et sécurité.

Le tablier de l'ouvrage d'accès

Ce tablier a été coffré en place sur des plateaux coffrants en acier galvanisé de 2,50 m x 6,00 m revêtus de contreplaqué bakélinisé. Ce coffrage repose sur 80 t de tours d'étalement Mills. Ces tours atteignant des hauteurs de 16,00 m permettent un réglage fin et précis du moule.

Cette forêt d'étalement a nécessité des assises de qualité. Des banquettes soutenues par des enrochements ont permis de réaliser une assise horizontale sur laquelle ont été coulées des longrines en béton supportant les tours (photo 6).

Cet étalement a fait l'objet d'une vérification et d'une validation par un chargé d'ouvrage provisoire (C.O.P.) missionné par le groupement d'entreprises.

L'ouvrage d'accès a nécessité l'installation d'une grue à tour levant 2,5 t en bout de flèche de 40 m. Le bétonnage des 360 m³ du tablier a été réalisé en deux jours à l'aide d'une pompe à béton (débit : 80 m³/h ; flèche de 36 m avec 20 m de tuyaux) avec une reprise de bétonnage en une section de tablier de moment nul soit entre les abscisses 4,50 m et 6,00 m à compter de la pile. Un grillage type "Nerlat" laissé en place a permis de traiter l'arrêt du béton. Deux passes de 40 cm d'épaisseur ont été réalisées successivement. La première moitié de tablier de 200 m³ s'est effectuée en 9 heures et la seconde de 160 m³ en 7 heures. Le béton B35 utilisé a nécessité l'adjonction d'un fluidifiant pour le pompage et il a fallu tenir compte pour son dosage, de la pente importante vers l'appui C8 de l'ordre de 6 %. Du polyane, étendu sur toute la surface du tablier, a permis d'éviter les évaporations brutales (phénomène de retrait du béton).

Trois points d'arrêt ont été prévus sur le PAQ :

- ◆ réception de l'ouvrage d'étalement ;
- ◆ réception du coffrage et du ferrailage ;
- ◆ épreuves d'information avant décintrage (25 MPa minimum requis).

En cours de bétonnage, le comportement de l'ouvrage provisoire d'étalement a été suivi à l'aide de "mires" placées sous l'ouvrage.

Le tablier de l'ouvrage principal

Les poutres métalliques

Les poutres métalliques du viaduc mesurent 180 m de long, pour une hauteur de 1,80 m. La masse totale de cette structure approche les 300 t. Chacune des deux poutres est divisée en sept tronçons. Leur longueur varie de 22 à 28,50 m. Une longueur de 30 m est en effet un maximum pour le transport par la route entre Lauterbourg (67), le lieu de fabrication, et Saint-Sernin-sur-Rance.

Les distances entre appuis du pont sont de 40 et 50 m, soit 10 à 20 m de plus que la longueur des tronçons. Les entretoises reliant les deux poutres



Photo 5
La passerelle de travail
The work footbridge



Photo 6
L'étalement de l'ouvrage d'accès
Shoring the access structure



Photo 4
La pose des coques de piles
Laying of pier shells

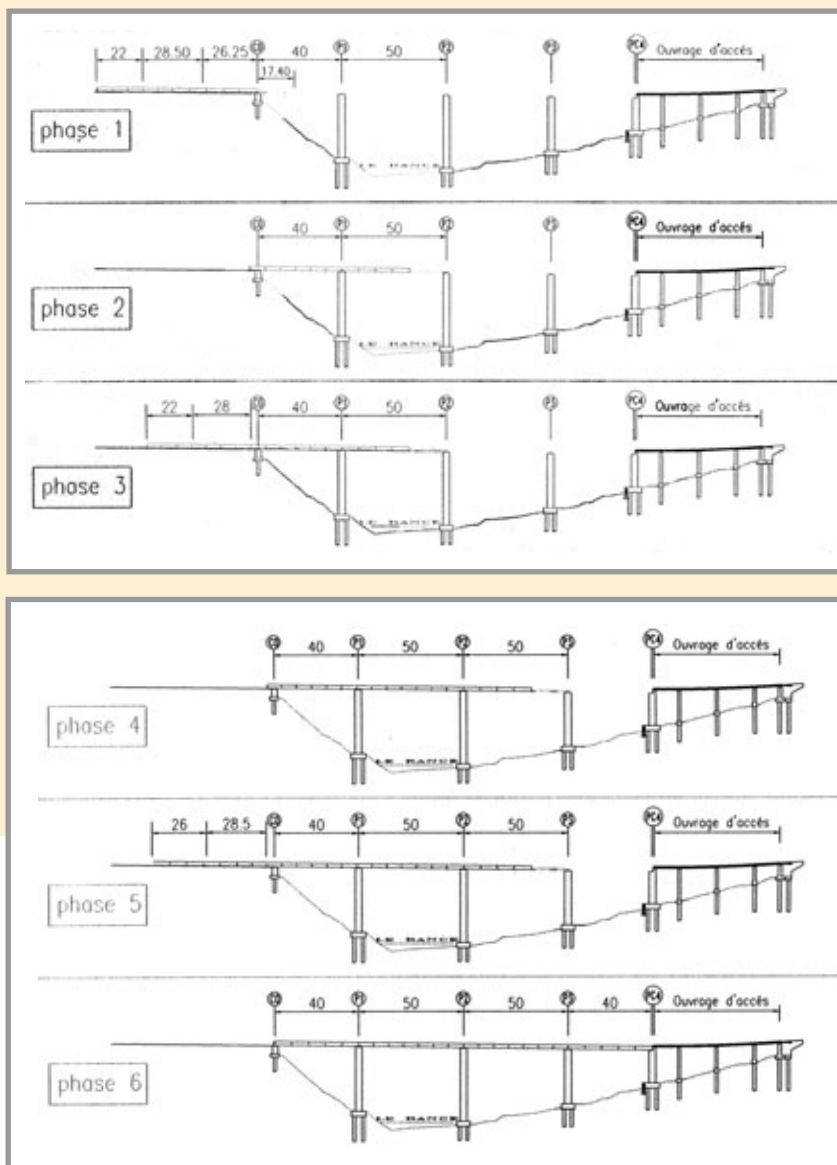
ne sont pas posées en usine. Les tronçons sont assemblés au fur et à mesure sur une aire de lancement de 85 m de long, située en prolongement de la culée C0, le long de la RD 999. Ils sont ensuite lancés à leur position définitive.

Les sept tronçons sont amenés en trois transports différents à cause des dimensions de l'aire de lancement qui permet d'assembler, au maximum, trois tronçons soudés pour reconstituer chaque poutre. Les entretoises, pièces transversales de renfort, relient les poutres après soudage. Après quelques retouches de peinture, l'ensemble est prêt à être lancé.

Trois lancements furent nécessaires : le premier de trois tronçons, le deuxième et le troisième de deux tronçons. Une fois lancés, les trois premiers tronçons atteignent la première pile. Avec les deux tronçons suivants, on atteint la troisième pile. Au troisième lancement, l'ossature atteint sa position définitive.

Au premier lancement, la masse de l'ossature est de 120 t. Au deuxième lancement, cette masse passe à 200 t. Au troisième lancement, elle atteint 280 t. Chaque lancement consiste à mettre en mouvement l'ensemble des tronçons assemblés par un système de traction, complété par un système de retenue. Les poutres avancent sur des appuis glissants

Figure 10
Phasage
de lancement
de la structure
métallique
*Scheduling
of structural steel
construction work*



Photos 7
Lancement
de l'ossature métallique
*Structural steel
construction work*



Photo 8
Lancement de l'ossature métallique sur les piles
Structural steel construction work

de d'un avant-bec de 17,40 m constitué par deux HEB 700 entretoisés et contreventés. Cet avant-bec de 14 t permet, par sa forme, de faciliter l'accostage sur les piles. Il est à noter que cet avant-bec a dû être démonté au dernier lancement, le tablier de l'ouvrage d'accès étant déjà bétonné (figure 10 et photos 7 et 8).

Le hourdis béton

Le hourdis du tablier a été découpé en 75 dalles de 2,40 m x 10 m de 25 cm d'épaisseur, préfabriquées par l'entreprise Lagarrigue. Chaque dalle pesait environ 12,5 t. Ce procédé par préfabrication exigeait une précision géométrique importante pour assurer la mise en place de ces dalles. Effectivement, un écart de quelques millimètres sur l'emplacement des armatures et des réservations n'aurait pas permis de se positionner sur les connecteurs et aurait entraîné le rejet de la dalle.

Il faut signaler que, pendant la phase projet, le Conseil général avait déjà envisagé cette solution avec l'OPPBTB, la CRAM et l'Inspection du travail pour réduire les risques d'accidents (photo 9). La procédure de pose des dalles préfabriquées a fait l'objet d'une étude des dispositions en matière de sécurité très sérieuse (tableau I).

Les contrôles ont été de deux types :

- ◆ internes par le chef de chantier et le directeur du chantier;
- ◆ externe par le maître d'œuvre.

Les contrôles internes ont portés sur :

► en Téflon®, les chaises de lançage qui présentent un coefficient de frottement avec l'acier très faible (3,5 %). Grâce à ces appuis en Téflon®, au troisième lancement, l'effort nécessaire pour tracter l'ossature métallique est de 10 t. L'effort de retenue pour contrer les effets de la gravité dus à la pente de 1,4 % est de 4 t. Il a été utilisé des treuils de traction et de retenue de capacité 50 kN. Les deux premiers lancements ont été réalisés à l'ai-



Photo 9
La pose des dalles du tablier
Laying the deck slabs

- ◆ l'aspect et les dimensions des dalles au déchargement ;
- ◆ l'alignement, la position et le niveau des dalles pendant la pose ;
- ◆ les essais de convenance du béton.

Le maître d'œuvre a imposé une demande d'autorisation de clavetage des dalles en ce qui concerne les contrôles externes.

Les dalles d'about ont été coulées en place après pose de la première et dernière dalle préfabriquée. Les dalles sur piles ont été clavetées en dernier pour assurer la continuité. La pose des dalles préfabriquées s'est donc effectuée en plusieurs phases récapitulées figure 11.

Cette technique a nécessité une coordination très pointue entre le préfabriquant et les entreprises de génie civil et charpente métallique : le soin dans la mise en œuvre tant des attentes en acier que des réservations dans le béton ainsi que la précision de la pose étant le prix à payer pour associer qualité du résultat et sécurité (photo 10).

■ CONCLUSION

Avant sa mise en service, le viaduc a fait l'objet d'épreuves pour vérifier sa solidité. Huit camions ont été déplacés sur l'ensemble du tablier selon 24 cas différents. Le viaduc a présenté une flèche maximale de 41 mm alors que le calcul prévoyait 43 mm !

Séquences	Dispositions "Sécurité"
1 - Mise en place de la grue automotrice et calage à l'aplomb des poutres métalliques entraxe 5,00 m)	<ul style="list-style-type: none"> • Protections individuelles par harnais • Protection collective pour l'enlèvement de la passerelle de travail Eiffel sur l'ossature métallique
2 - Livraison des dalles préfabriquées	<ul style="list-style-type: none"> • Instructions individuelles au chauffeur • Guidage des camions par le chef de chantier
3 - Mise en place de la première dalle	<ul style="list-style-type: none"> • Instructions individuelles au conducteur de la grue • Avertissement écrit dans la cabine concernant la zone d'évolution réduite lors de la manutention des dalles • Pose de garde corps latéraux à l'avancement
4 - Déplacement de la grue et du camion	
5 - Mise en place de la deuxième dalle	<ul style="list-style-type: none"> • En fin de journée, protection par garde-corps en extrémité de la dernière dalle posée
6 - Ferrailage et clavetage au béton	

Tableau I
Table I

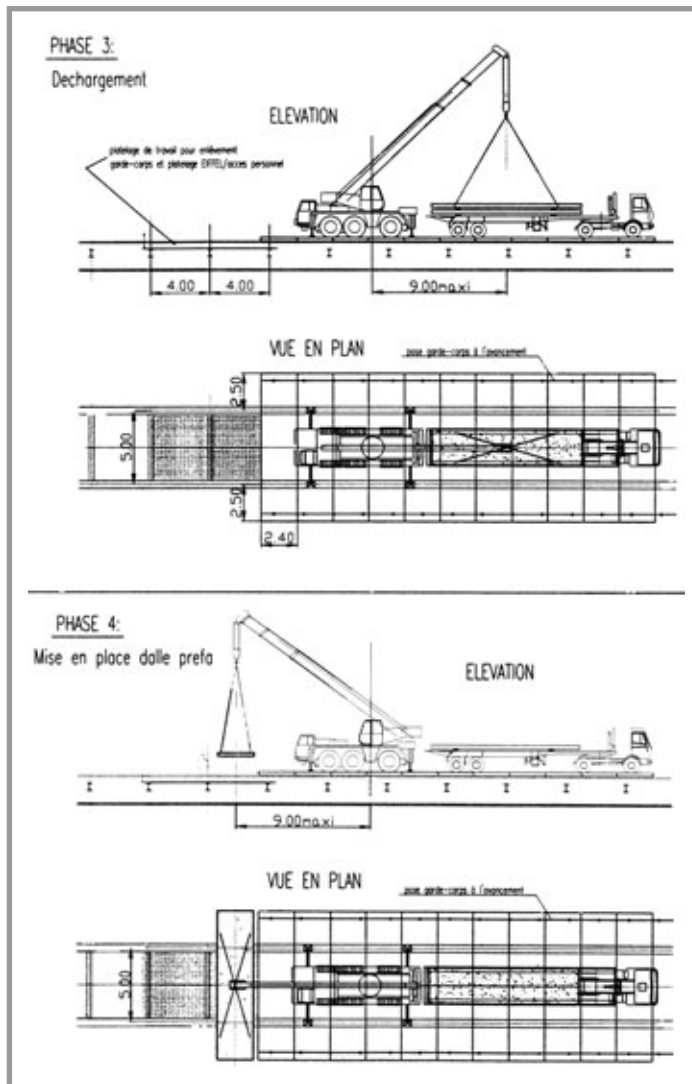


Figure 11
Phasage de pose des dalles préfabriquées
Scheduling of precast slab laying

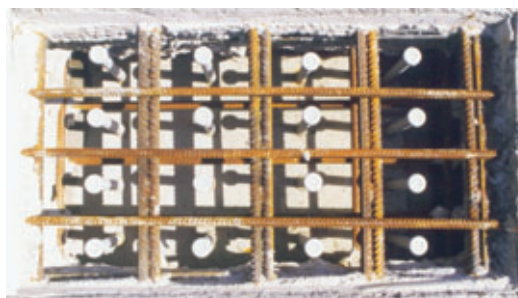


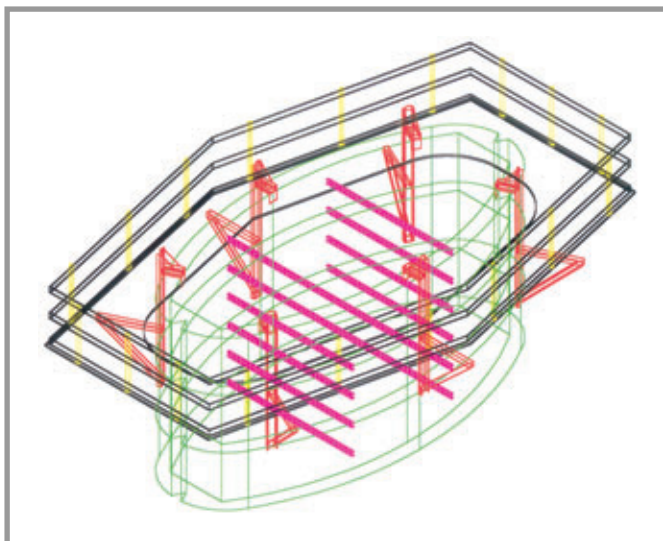
Photo 10
Les connecteurs
Connectors

► L'équipe pédagogique du lycée Andréossy de Castelnaudary, spécialisée pour les formations dans le secteur du BTP, travaillant en symbiose avec les Conseils généraux des régions alentours et ayant tissé des rapports privilégiés avec l'entreprise Spie Citra Ouest (apprentis en contrats de qualifications) s'est intéressée largement en amont au suivi de la réalisation de ce projet.

La réalisation de ce viaduc a été suivie par les enseignants de la section BTS option Travaux publics, cet ouvrage étant trop éloigné pour des visites de chantier régulières avec les élèves. Ils en ont puisé un formidable thème d'étude pour leurs élèves. Ce viaduc a l'avantage de présenter une double structure (mixte et béton), un double type de construction (préfabriquée et bétonnage en place), des procédés innovants (piles à parements préfabriqués) et divers ouvrages spéciaux (pieux, paroi cloutée, soutènement et paroi berlinoise).

Figure 12
Perspective
de la passerelle
de travail (réalisée
par un étudiant)

Perspective of the work
footbridge (produced
by a student)



Il a donc fait l'objet, dans un premier temps d'une étude en séance de "projet" de la réalisation des fûts de piles de l'ouvrage principal. Ces séances hebdomadaires de huit heures ont pour but initial de préparer les futurs techniciens à l'épreuve U61 du référentiel de formation et à terme, de les mettre en situation sur des ouvrages concrets. Cette épreuve U61, étalée sur 20 jours pleins, consiste à étudier un ouvrage d'art ou un projet routier par équipe de trois ou quatre élèves. A ce travail collectif succède une question individuelle à l'attention de chaque membre du groupe. Ce travail tant collectif qu'individuel est ensuite présenté oralement devant un jury composé de professionnels et d'enseignants et donne lieu à une note pondérée par un fort coefficient (6/26).

Pour notre ouvrage, il s'agissait de s'intéresser au phasage de la réalisation des fûts de pile et de proposer une solution détaillée pour la fabrication de la passerelle de travail permettant le bétonnage de ces fûts. A partir des données du projet (plan des piles, des coques, vue en plan et coupe lon-

gitudinale de l'ouvrage), les élèves ont du proposer une solution technique, vérifier le dimensionnement et réaliser les plans d'exécution de la passerelle aux moyens d'outils informatiques. Une solution pour la passerelle de travail, élaborée par un élève de section TS TP est présentée figure 12. Au cours d'une autre étude, il a été demandé d'élaborer la procédure d'exécution des piles et de choisir les matériels et engins nécessaires à la manutention des coques préfabriquées. Il est encore envisagé d'étudier avec les élèves l'étalement du tablier de l'ouvrage d'accès, la pose des dalles préfabriquées de l'ouvrage principal, le coffrage des culées...

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Conseil général de l'Aveyron

Maitre d'œuvre

Direction des routes et infrastructures

Conduite d'opération

SEM12 - Rodez (12)

Surveillance des travaux

Subdivision de l'Equipement de Réquista

Architecte

M. Dezeuze - La Grande-Motte (34)

Bureau d'étude

SERF - Cergy Pontoise (95)

Contrôle des documents d'exécution

B.C.E.O.M. - Montpellier (34)

Contrôle des pieux, charpente et peintures et étanchéité

CETE du Sud-Ouest - Bordeaux (33) et Toulouse (31)

Contrôle géotechnique

Simecsol - Toulouse (31)

Entreprises titulaires du marché

- Travaux préparatoires : Coste Frères - Montlaur (12)

- Génie civil : groupement de quatre entreprises. Mandataire : Bec Frères - Lunel (34). Pilote technique : Spie Citra Ouest - Toulouse (31) – Lagarrigue - Firmi (12) – Capraro & Cie - Capdenac (12)

- Raccordements : Sevigne - Millau (12)

- Chaussées : Sacer (81)

Entreprises sous-traitantes

- Charpente métallique : Eiffel - Lauterbourg (67)

- Terrassements : Coste Frères - Montlaur (12)

- Fondations : Forages et Fondations - Floirac (33)

- Fabrication du béton : Rouergue Béton (12)

- Armatures de béton armé : A.M.S.A. (12)

Cette démarche obéit à un objectif, visant à associer milieu professionnel et milieu éducatif, assurant ainsi un suivi des techniques et innovations les plus récentes. Elle permet également aux élèves d'adhérer plus facilement aux différents thèmes du référentiel scolaire.

Les différents intervenants et en particulier le conseil général de l'Aveyron et le groupement d'entreprises ont travaillé tout au long du chantier, dans un esprit d'équipe générant qualité et respect des engagements.

Un chantier de cette envergure ne laisse personne indifférent. Si les avis peuvent diverger sur les questions esthétiques, relatives aux modifications du paysage, ils sont unanimes quant aux bénéfices apportés par la réalisation. Face à une population réaliste des enjeux économiques qui se jouent aujourd'hui, le viaduc de Saint-Sernin est une indéniable preuve que le réseau routier aveyronnais fait un nouveau pas de géant.

ABSTRACT

The Saint-Sernin-sur-Rance viaduct

J. Fabre, O. Objois, E. Marchisone, J.-P. Bascou, Th. Loubet

The Saint-Sernin-sur-Rance viaduct, a structure 240 metres long, is a response to the need for easier access to the Aveyron region. It is a key point on the RD 999 highway linking the Tarn to the A75 motorway. Located at the entrance to the village of Saint-Sernin-sur-Rance, this viaduct is formed of two quite separate structures, a combined structure 180 m long with four spans and a 60-metre concrete access structure, likewise with four spans. It crosses the Rance River at a height of 40 metres, shortening the travel distance by 1.1 km. In addition to this shorter travel distance, the structure considerably enhances safety for the road users and those working on the road. It provides them with a pavement width of 7 m in addition to two footpaths one metre wide. It was built by a consortium of contractors - Bec, Lagarrigue, Spie Citra, and Capraro & Cie - which subcontracted the structural steelwork to the firm Eiffel.

The main concern in the technical options adopted by both the designers and the builders was to produce a high-quality structure in optimum safety conditions. This concern is especially evident in the choice of process for construction of the piers with concrete shuttering shells, and in the choice of a prefabricated slab process for building the deck of the main structure.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto de Saint-Sernin-sur-Rance

J. Fabre, O. Objois, E. Maarchisone, J.-P. Bascou y Th. Loubet

El viaducto de Saint-Sernin-sur-Rance, estructura de 240 m de longitud, corresponde a una necesidad de desclavamiento del departamento del Aveyron, ya que constituye un punto clave de la carretera departamental 999 que pone en comunicación el departamento del Tarn con la autopista A75. Ubicado en la entrada de la localidad de Saint-Sernin-sur-Rance, este viaducto está formado por dos estructuras perfectamente distintas, una estructura mixta

de 180 m de longitud con cuatro tramos y una estructura de acceso de hormigón de 60 m, también formada por cuatro tramos. El viaducto salva y domina el río Rance de 40 m y permite acortar el itinerario de 1,1 km. Esta ventaja corre pareja con una necesidad considerablemente reforzada para los usuarios y los profesionales de la carretera, ya que presenta un pavimento de una anchura de 7 m. completada por dos pasos para peatones de un metro. Su ejecución ha estado a cargo de una agrupación de empresas Bec - Lagarrigue - Spie Citra - Capraro & Cie - que han subcontratado la estructura metálica a la empresa Eiffel.

El principal afán en cuanto a las opciones técnicas, tanto a nivel de los proyectistas como de los constructores, ha consistido en ejecutar una estructura de calidad siempre dentro de la condiciones óptimas de seguridad. Semejante preocupación es particularmente emergente en la opción de ejecución de las pilas por cáscaras encofrantes de hormigón y así como para el tablero de la estructura principal por placas prefabricadas.

Le viaduc sur le Scorff

La régénération du viaduc sur le Scorff à Lorient constitue une opération délicate de remplacement de tablier, en univers ferroviaire exploité, mêlant des techniques aussi diverses que les confortements de maçonneries par injections, le délançage d'un tablier en fer puddlé, le lançage et le ripage de tabliers neufs. Le phasage complexe des travaux, visant à maintenir durant les travaux de génie civil la circulation sur la ligne ferroviaire devrait permettre, en 2002 d'achever cet ouvrage ferroviaire pour la desserte du sud de la Bretagne.



Photo 1
Vue générale de l'ouvrage
General view

■ L'OUVRAGE ACTUEL

L'ouvrage actuel permet le franchissement du fleuve côtier "le Scorff", à Lorient. Il est situé sur les communes de Lanester (rive gauche) et Lorient (rive droite), à 300 m à l'amont de l'arsenal de Lorient. Il porte deux voies ferrées électrifiées en 25 kV alternatifs. Il permet également à de nombreux réseaux de traverser le Scorff (gaz BP, électricité BT, eau Ø 600 mm). La pose de voie est directe (non ballastée) (photo 1).

Il se compose successivement, depuis Lanester vers Lorient :

- ◆ d'une arche maçonnée formant culée, de 10 m d'ouverture droite ;
- ◆ d'un tablier trois travées 54,30 m - 66,90 m - 54,3 m, supporté par des piles fondées dans le lit du Scorff ;
- ◆ d'une succession de sept arches maçonnées, de 10 m d'ouverture, formant également pour la première, culée du tablier ;
- ◆ d'un tablier franchissant le boulevard Laennec à Lorient, à deux travées de 12 m.

Le tablier, construit en 1860, est en fer puddlé ; ce "pont-cage" présente des poutres treillis d'ordre 2, supportant un plancher de type "pièces de pont-longerons", surmontées d'un platelage métallique. L'ensemble de la construction datant de 1860 est rivé.

Il présente une pathologie courante sur ce type d'ouvrage : déconsolidations d'attaches et réductions de section dues à la corrosion, en univers salin (jusqu'à 20 % de l'épaisseur des sections initiales). Cet état avait conduit la SNCF, dès 1993 à l'inscrire dans les premiers ouvrages à reconstruire.

En 1986, les travaux d'électrification ont conduit à remonter le niveau du contreventement supérieur, lui donnant son allure actuelle.

Les appuis sont fondés sur des micaschistes de grande raideur. Le lit du Scorff présente une grande profondeur (point bas au droit de la pile P2 - 15 m de profondeur environ) et est envasé sur une hauteur de 10 m environ. Les piles sont donc de grande hauteur (20 m pour P2).

Les piles, de forme oblongue, ont été réalisées à l'aide de caissons à air comprimé. Elles présentent donc une chambre de travail et des cheminées d'accès métalliques, à l'intérieur de la maçonnerie, réalisée à l'aide de granit. La pile P2 comporte deux niveaux de cerces métalliques.

Les fondations des culées sont réalisées en béton de chaux. Celui de la culée C3 (côté Lorient) présente un ceinturage en bois périphérique.

■ L'OUVRAGE PROJETÉ – SOLUTION TYPE DE REMPLACEMENT

Le projet devait répondre aux deux contraintes principales suivantes :

- ◆ maintien de la circulation sur au moins l'une des voies de la ligne ferroviaire, pendant tous les travaux ou coupure totale des voies pendant une courte durée pour le remplacement du tablier ;
- ◆ maintien d'une hauteur libre de 6 m au-dessus des PHEN du Scorff.

La solution qui vient immédiatement à l'esprit consiste à remplacer le tablier au cours d'une coupure de courte durée, selon le phasage schématique suivant :

- ◆ construction du nouveau tablier sur des appuis provisoires à l'amont de l'ouvrage actuel ;
- ◆ construction d'appuis provisoires de ripage à l'aval de l'ouvrage actuel ;
- ◆ ripage de l'ancien ouvrage sur les appuis provisoires à l'aval ;
- ◆ remaniement des maçonneries ;
- ◆ ripage du nouveau tablier à sa place définitive.

Avantages

Pas de phasage particulier sur les voies (une seule opération de substitution).

Inconvénients

- ◆ Coupure de la ligne → programmation délicate à effectuer en terme de gestion du trafic ferroviaire ;
- ◆ Nécessité d'avoir un tablier fin pour ne pas entraîner de remaniements importants de maçonnerie, dans une coupure de durée modeste (72 heures)

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Longueur des nouveaux tabliers : 175 m
- Tonnage de construction métallique : 1 000 t
- Volume de béton mis en œuvre : 2 000 m³
- Remblais : 30 000 m³
- Montant du projet : 72 millions de francs
- Montant de la part ouvrage d'art : 50 millions de francs

maxi) → Tablier de type RaPI (poutres latérales et dalle en poutrelles enrobées transversales) → poids lourd (45 t/ml de charge permanente) → augmentation significative des palées de montage et de ripage et confortements lourds de la maçonnerie des appuis existants;

- ◆ Coût onéreux du tablier (construction métallique plus complexe et béton de la dalle en poutrelles enrobées non optimisé);
- ◆ Esthétique discutable (mur métallique de 4 m de hauteur);
- ◆ Construction d'un seul tablier (seul le côté amont est disponible).

L'autre solution envisagée a été la suivante :

- ◆ construction d'un tablier définitif portant une voie, situé en situation provisoire, à l'amont de l'ouvrage actuel;
- ◆ mise en place de tabliers auxiliaires en bout de cet ouvrage, permettant de réaliser une déviation provisoire d'une seule voie (voie V2 déviée);
- ◆ basculage de l'ensemble du trafic sur cette voie déviée, grâce à un tronc commun temporaire (TCT) de longue durée;
- ◆ dépose de l'ouvrage existant;
- ◆ remaniement des maçonneries;
- ◆ construction dans l'axe de la voie V1 actuelle d'un tablier à une voie;
- ◆ basculage des circulations sur cette voie de l'ensemble du trafic ferroviaire;
- ◆ ripage du tablier portant la voie V2 de son emplacement provisoire vers son emplacement définitif;
- ◆ rétablissement des deux voies de circulation normales.

Avantages

- ◆ Maintien du trafic de la ligne durant tous les travaux;
- ◆ Possibilité de choisir des solutions techniques pour le tablier plus économiques (tabliers bipoutres);
- ◆ Une seule ligne de palées provisoires, côté amont, de plus faibles dimensions (un tablier à une voie à porter);
- ◆ Possibilités de démontage du vieux tablier par découpe en place, dépose à la grue sur ponton ou délançage;
- ◆ Obtention de deux tabliers à une voie en situation définitive, ce qui simplifie la maintenance (le vérinage d'un tablier ne coupe pas complètement la ligne, il est possible de circuler sur l'autre tablier sans restriction de circulation);
- ◆ Tabliers plus légers, induisant une reprise des maçonneries moins importante;

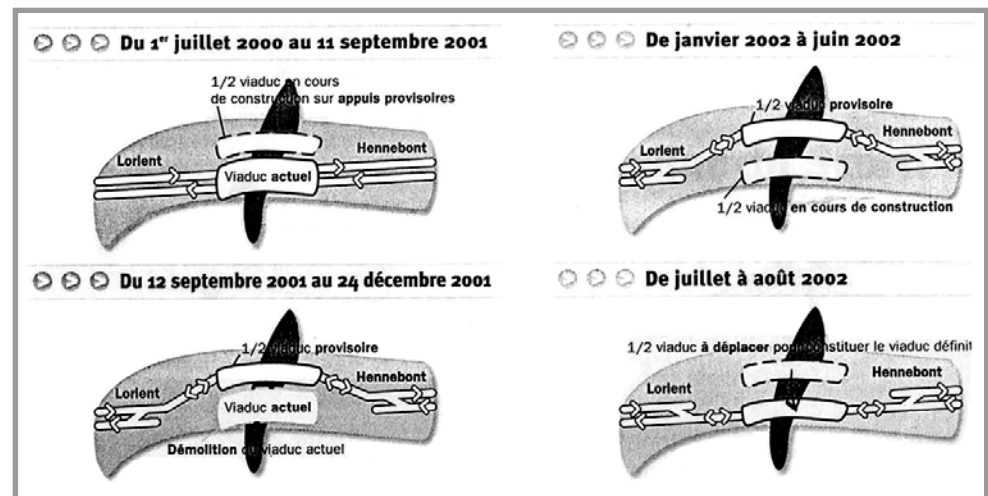


Figure 1
Phasage général
de reconstruction de l'ouvrage
*General scheduling
of reconstruction of the structure*

- ◆ Esthétique plus travaillée (possibilité de hauteur variable);
- ◆ Présence d'installations permanentes de contresens à Lorient (IPCS), permettant de créer le tronc commun temporaire (TCT) sans coût supplémentaire important lié aux travaux connexes (voie notamment).

Inconvénients

- ◆ Pose de tabliers auxiliaires en courbe, imposant une restriction de la vitesse de la ligne à 40 km/h durant toute la phase de déviation du trafic sur le tablier situé à l'amont de l'ouvrage actuel;
- ◆ Phasage de réalisation complexe;
- ◆ Travaux à réaliser à proximité immédiate de la voie déviée (délançage);
- ◆ Ouvrage provisoire plus long que dans la solution précédente.

Le coût des travaux connexes (voie, caténaire, signalisation), assez limité dans le cas de cet ouvrage, du fait de la présence des IPCS, a conduit à rendre le bilan global du projet plus intéressant avec cette dernière solution, contrairement à la plupart des cas, plus défavorables. C'est pourquoi cette dernière solution a été choisie (figure 1).

LES CONFORTEMENTS DES APPUIS

- La nature des appuis, tels que ceux du viaduc sur le Scorff, rend souvent nécessaire leur régénération, principalement pour les raisons suivantes :
- ◆ tabliers modernes ballastés plus lourd que les tabliers métalliques anciens à pose de voie directe (dans un rapport de 3 à 4);
 - ◆ nécessité de combler les cheminées d'accès à la chambre de travail;
 - ◆ environnement fluvial (et ici maritime) agressif,

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Réseau ferré de France

Maitre d'œuvre

SNCF - Direction régionale de Rennes
SNCF - Etablissement multitechniques de Lorient
SNCF - Direction de l'ingénierie. Département des Ouvrages d'art du patrimoine

Entreprises

- GTM
- Spie Citra
- Marc SA
- Eiffel CM
- Petrisans

Tableau I
Les confortements
de maçonnerie
*Consolidation
of the masonry*

Appui	Traitement
Culée C0	Injection du corps de l'appui, grâce à des forages implantés à la cote +3.2 environ, inclinés de 10° par rapport à la verticale et descendus dans les micaschistes (1 m de profondeur) et équipés de tubes à manchettes.
Piles P1 et P2	* Réalisation de forages pour auscultation afin de repérer les cheminées d'accès à la chambre de travail, et de s'assurer de leur remplissage ou non par du béton. * Injection du corps de l'appui, grâce à des forages implantés à la cote +3,62 environ, inclinés de 10° (pile P1) ou 7° (pile P2) par rapport à la verticale et descendus dans les micaschistes (1 m de profondeur) et équipés de tubes plastiques fendus, munis de chaussettes.
Culée C3	* Réalisation d'un entablement en béton armé, à l'abri d'un batardeau en palplanches, clouté sur les micaschistes (Ø 32 mm, une onde sur deux). * Traitement de la base de l'appui de façon analogue à la culée C0, depuis l'entablement réalisé (forages verticaux) et à cœur (forages inclinés).

Figure 2
Confortement
de la culée C3
par injections
*Consolidation
of abutment C3
by injection*

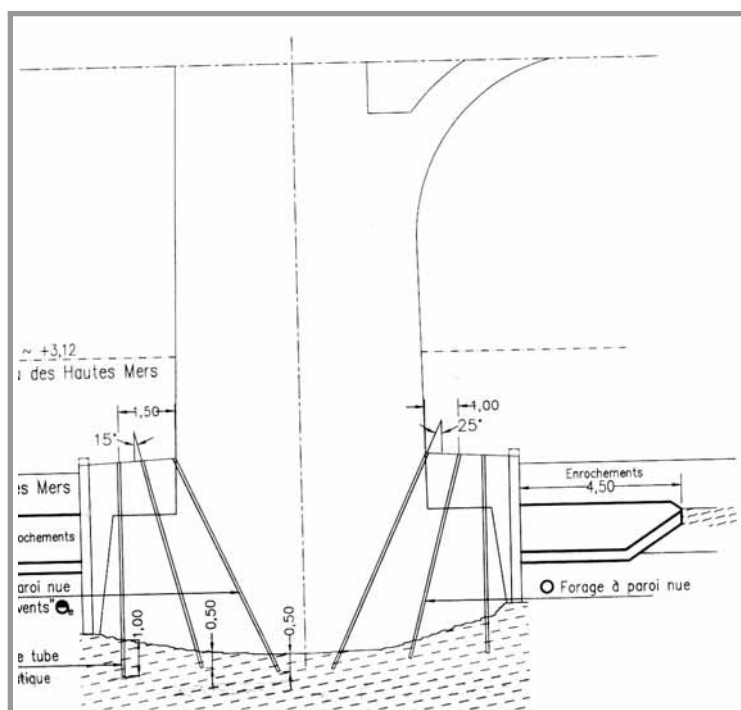


Photo 2
Injections au travers de l'entablement de la culée C3
Injection through the entablature of abutment C3



Photo 3
Injections sur piles - Estacades périphériques
des piles, permettant plus tard l'accès
aux têtes de piles pour les phases de remaniement
et de démolition

*Injection on piers - Pier peripheral breakwaters,
later permitting access to the pier heads
for the reworking and demolition stages*



notamment pour toutes les parties de fondations réalisées en béton de chaux ;

◆ les tabliers étant dimensionnés en fatigue pour une durée de vie de 100 ans, il serait dommage d'écourter la durabilité globale de la structure par l'absence de régénération des maçonneries.

Les confortements des maçonneries comprennent les éléments suivants (cf. tableau I) (figure 2 et photos 2 et 3).

LES APPUIS PROVISOIRES

Ils servent à porter le tablier voie 2 en situation provisoire, ainsi qu'une partie des estacades d'accès de la voie déviée (tabliers auxiliaires).

En phase de conception, l'ensemble de ces appuis était prévu constitué de palées métalliques surmontées de chevêtres en béton armé. La partie métallique des palées était composée de tubes Ø 1500 mm, ancrés de 1 m dans les micaschistes. La base des tubes comportait un bouchon en béton armé, sur une hauteur de 5 m environ, afin de pouvoir mobiliser un terme de pointe intéressant. L'appel d'offres a fait apparaître des variantes de palées, réalisées cette fois-ci en béton armé, pour les appuis situés en site terrestre. Pour les appuis provisoires en site nautique, la conception précédente a été maintenue, pour des raisons de facilité de mise en œuvre.

La palée C0 reçoit également l'extrémité du tablier auxiliaire. Elle constitue en phase provisoire l'appui fixe longitudinal du tablier mixte.

Constitution des palées provisoires (cf. tableau II et photos 4 et 5)

La réalisation de ces appuis provisoires a été entravée par des problèmes liés à la dureté des micaschistes et à la présence de bois et d'éléments en acier, envasés dans le lit du Scorff.

Ces éléments ont entraîné des difficultés de battages, déchirant même la base d'un pieu des appuis provisoires. De même, l'obtention de la fiche minimale des appuis en rivière (1 m) a été partiellement contrecarrée par le pendage du rocher. De ce fait, les auscultations soniques des bouchons de pied ont montré un délavage partiel du béton, ainsi que des inclusions. L'ensemble de ces problèmes a conduit à réaliser, à l'intérieur des tubes de la pile provisoire P1 des "poireaux" d'ancrage. Les auscultations complémentaires par gammagraphie, réalisées sur le pied de deux pieux de la pile P2, ont quant à elles montré que le béton mis en œuvre avait une résistance suffisante, malgré les inclusions pour que l'appui soit considéré comme apte à reprendre les charges de train.

Sur les pieux de la culée provisoires C3, des défauts de constitution ont également été détectés

Culée provisoire C0	Palée en béton armé, fondée sur 4 pieux béton (2 de Ø 1500 mm, 2 de Ø 2100 mm), constituée de deux voiles longitudinaux entretoisés et portant un chevêtre en béton ; elle porte le tablier mixte et un tablier auxiliaire.
Piles provisoires P1 et P2	Palées métalliques composées de 4 tubes Ø 1500 mm, coiffés d'un chevêtre en béton armé ; protections contre les chocs de bateaux de plaisance par déviateurs flottants à l'amont ; limitation de la déformation transversale en tête de la palée par bridage mécanique sur l'appui existant autorisant une déformation maximale transversale de 20 mm. Elles portent le tablier mixte.
Culée provisoire C3	Palée en béton armé, fondée sur 5 pieux béton (Ø 1500 mm), dont certains réalisés (3) au travers de l'entablement de confortement de la culée actuelle (réservations), constituée de deux voiles longitudinaux entretoisés et portant un chevêtre en béton. Elle porte le tablier mixte et un tablier auxiliaire.
Pile provisoire P4	Palée en béton armé, fondée sur 4 pieux béton (Ø 1000 mm), constituée de deux voiles longitudinaux entretoisés et portant un chevêtre en béton ; elle porte les extrémités de deux tabliers auxiliaires bout-à-bout.
Portique provisoire P5-P6-P7	Portique en béton armé, fondé sur pieux béton, constitué de voiles transversaux portant une dalle. La dalle du portique forme un sifflet en plan, permettant de prolonger les deux tabliers auxiliaires portés par les appuis provisoires C3, P4 et P5, et ainsi de se raccorder sur le plan de voie existant, au niveau de P7. La dalle du portique, construite avant la dépose de la canalisation d'eau Ø 600 mm portée par l'ouvrage initial, englobe celle-ci dans sa partie terminale.

Tableau II
Constitution des palées provisoires

Formation of temporary bents



Photo 4
La pile provisoire P4 et à l'arrière, le portique P5/P6
Temporary pier P4 and, at the rear, trestle P5/P6



Photo 5
Les piles provisoires P1 et P2 portant le tablier. A l'amont des palées, les protections légères contre les chocs de bateaux de plaisance
Temporary piers P1 and P2 carrying the deck. Upstream of the bents, light structures for protection against pleasure boat impacts

au niveau de la base en contact avec les terres, laissant craindre une inaptitude à la reprise du terme de pointe. Des injections du pied de pieu ont donc été réalisées.

Sur le remblai côté Lanester, les tabliers auxiliaires sont portés par des camarteaux, fondés dans l'élargissement de la plate-forme ferroviaire. L'un des camarteaux, situé en crête de talus est fondé sur micropieux. L'autre comporte une bêche.

L'élargissement du remblai préserve le maintien en circulation de la rue adjacente, par l'intermédiaire d'une paroi berlinoise (photos 6 et 7).

■ LE TABLIER VOIE 2

Il s'agit d'un tablier de type bipoutre mixte à hauteur variable. Les poutres sont deux PRS en I, de hauteur :

- ◆ 2,21 m sur culées ;
- ◆ 3,21 m sur piles ;
- ◆ 2,76 m au milieu de la travée centrale.

Les poutres sont espacées de 2,80 m et comportent des pièces de pont "diaphragmes" tous les 9 m à 9,5 m environ. Les poutres, comme les pièces de pont sont connectées à une dalle en béton armé, d'épaisseur 30 cm, grâce à des goujons Nelson Ø 22 mm.

La résistance aux phénomènes de fatigue étant un problème important pour les ouvrages ferroviaires, l'emploi d'acier à grain fin (NF EN 10113) est préconisé pour des épaisseurs supérieures à 30 mm.



Photos 6 et 7
La paroi berlinoise sur le remblai Lanester
The Berlinoise wall on the Lanester backfill



Photo 8
Assemblage sur chantier
des tronçons de poutres.
Joint entre demi-pièces de pont
On-site assembly of girder sections -
Joint between bridge halves



Photo 9 et 10
Le rabotage
des tronçons de poutres
Butt welding of girder
sections



Photo 11
Une chaise à galets
de lancement du tablier V2
A rocking roller for launching
of deck V2



De même, des "délardages au 1/2" sont mis en œuvre à chaque rabotage de tronçon de poutres comportant des épaisseurs de tôles différentes. Les semelles des pièces de pont sont soudées sur les poutres en pleine pénétration avec des goussets d'épanouissement circulaires. L'emploi des lunules au niveau des raccordements est réduit au strict minimum; les techniques d'assemblage doivent donc en tenir compte. Pour des raisons de respect des délais, très tendus en première phase, les tronçons de poutre du tablier ont été livrés au chantier avec, assemblées

d'atelier, des demi-pièces de pont. Cette technique a permis d'économiser un joint de chantier sur l'assemblage des pièces de pont et de soigner, en atelier, la réalisation des assemblages entre les demi-diaphragmes et les poutres (photo 8).

Le montage des poutres a été réalisé sur les palées provisoires; les tronçons ont été assemblés au fur et à mesure du lancement des poutres. Le lancement des poutres a été fait sur chaises à galets, treuil de lancement, treuil de retenue et a nécessité la mise en œuvre d'un avant-bec de 24 m de longueur. Le poids total de l'ossature métallique d'un tablier est de 500 t environ.

Les appareils d'appui du tablier sont de type "à pot d'élastomère sous pression". L'appui fixe est sur la culée C0.

Le tablier étant prévu ripé en dernière phase (après construction du tablier V1 et basculement des circulations sur celui-ci), les dés d'appuis, côté ouvrage existant, sont métalliques, en vue de leur dépose pour mise en place des chemins de ripage transversal (photos 9, 10, 11 et 12).

Le tablier reçoit un joint coupe-ballast à son extrémité sur C3.

■ LA DÉPOSE DU VIEUX TABLIER

Elle est prévue par délançage.

Les chaises à galets employées sont des chaises à câbles, qui permettent de mieux gérer les épaisseurs variables des semelles (semelles additionnelles). Les galets sont équipés d'un bandage central permettant de rouler entre les têtes de rivets.

Le délançage est effectué côté Lanester (sur l'arche culée C0); le tablier est donc vériné pour échapper les murettes garde-grève existantes. Le délançage nécessite un arrière-bec, monté, une fois l'ouvrage vériné, sur la culée C3. Le tablier est délançé par phases de 17 m maximum, pour échapper le gabarit en plan de la voie déviée. Après chaque phase de délançage, une phase de découpe sur l'arche est entamée. Les opérations précédentes (délançage-découpe) se répètent environ 10 fois.

Pour assurer la stabilité de la dernière travée (P2-C3), en fin de lancement, une palée provisoire sera mise en place entre la culée C0 et la pile P1. Cette palée est fondée superficiellement dans le lit du Scorff sur des massifs en béton armé.

■ LES REMANIEMENTS DE MAÇONNERIE

L'épaisseur plus importante des nouveaux tabliers impose la démolition des maçonneries existantes sur une épaisseur de plusieurs mètres. La tête des appuis reçoit un sommier en béton armé.

Les remaniements des maçonneries débutent par

la culée C3, dès la fin de la première phase de délançage du vieux tablier, puis se poursuivent en reculant vers C0.

■ LE TABLIER VOIE 1

Identique dans sa conception au tablier voie 2, ce tablier est assemblé sur les arches du viaduc maçonné côté Lorient.

Cet assemblage débute après la première phase de délançage, en parallèle des travaux de maçonnerie sur la culée C3.

Ce phasage permet d'optimiser l'enchaînement des tâches de chantier, en fonction des libérations successives des têtes d'appui.

Le point particulier de ce lançage est sa forte pente, dans la mesure où le nouvel ouvrage, construit sur les arches maçonnées, démarre sur C3 à 4 m au-dessus de son niveau définitif, pour accoster sur C0 à 1 m au-dessus du sommier.



■ LE RIPAGE DU TABLIER VOIE 2

Cette opération est la dernière grosse étape du chantier.

Elle aura lieu durant l'été 2002, après le basculement des circulations de la voie 2 déviée sur la voie 1 à son emplacement définitif.

Le ripage est prévu avec quatre lignes de poussage (une par appui). Il s'agit d'un ripage acier-ertalyte.

Le système de ripage est constitué, par ligne d'appui, d'un chemin de ripage métallique prenant appui, à la fois sur la palée provisoire et sur l'appui définitif remanié. Ce chemin de ripage reçoit les patins de glissement et le système de poussage.

L'ensemble du système est dimensionné pour accepter un écart d'avancée de 50 mm entre chaque ligne d'appui. Un suivi continu de l'avancement, sur chaque ligne, doit permettre de rester en deçà de ces valeurs.

ABSTRACT

The viaduct over the Scorff (Lorient)

M. Triquet

Renovation of the viaduct over the Scorff (Lorient) is a difficult operation involving replacement of the deck, with the railway line still in operation, through the combined use of techniques as different as consolidation of masonry by injection, the de-launching of a puddled iron deck, and the launching and sliding of new decks. The complex work scheduling, designed to allow traffic to continue on the railway line during the civil engineering work, should make it possible in 2002 to complete this rail structure for access to southern Brittany.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto del Scorff (Lorient)

M. Triquet

La rehabilitación del viaducto del Scorff (Lorient), constituye una operación delicada consistente en la sustitución del tablero, en ambiente ferroviario en operación, entremezclando las técnicas tan diversas como las consolidaciones de las obras de fábrica por inyecciones el deslizado de un tablero de hierro pudelado, el lanzamiento y el desplazamiento lateral de los tableros nuevos. Las etapas complejas de las obras, con el propósito de mantener durante las obras de ingeniería civil la circulación de la línea ferroviaria, debería permitir, terminar esta estructura ferroviaria durante el año 2002, para dar servicio a las localidades del sur de Bretaña.

Photo 12
Le lançage
avec l'avant-bec
*Launching with
the launching
nose*

Le pont de l'Europe

Les ouvrages d'art de Santiago Calatrava interpellent le spectateur par leur esthétique sculpturale, la dynamique de leur géométrie et les liens étroits qu'ils tissent avec le paysage. Dans chaque site, ils occupent une place de monument urbain, qui dépasse très largement les seuls objectifs fonctionnels du pont.

La silhouette d'ensemble des ouvrages d'art de Santiago Calatrava emprisonne le mouvement et le nouveau pont de l'Europe (photo 1), à Orléans, n'échappe pas à la règle. La subtilité de son équilibre interpelle le spectateur. En aucun cas, il ne laisse indifférent.

La finesse de l'arc métallique incliné sur le bord du tablier, l'élégance de la suspension en câbles, le tracé original de ses appuis en Loire, doigts fins de béton blanc supportant, ou plutôt présentant le tablier, et le rôle majeur joué par la torsion dans le fonctionnement général de la structure sont autant de thèmes de réflexion sur la place de la technique dans la création d'un nouvel ouvrage d'art et sur les progrès accomplis dans la conception des ouvrages de génie civil. La conception d'ouvrages d'art originaux, œuvres d'art plus qu'ouvrage d'art, est aujourd'hui possible grâce au développement des moyens de calculs scientifiques, qui permettent la parfaite maîtrise des concepts et des formes, parallèlement aux progrès récemment accomplis par les matériaux de construction traditionnels : l'acier et le béton (figure 2).

Les élus de la Communauté de communes ont décidé la construction d'un quatrième pont sur la Loire, entre Saint-Jean-de-la-Ruelle au nord et Saint-Pryvé - Saint-Mesnin, au sud. A l'issue d'un concours de concepteur lancé à la fin 1996, la proposition de l'équipe Setec TPI - Santiago Calatrava - Signes est retenue.

Cet ouvrage d'art original s'inscrit dans un site à la fois urbain et sauvage, la rive nord s'ouvrant sur la ville, la rive sud de la Loire étant beaucoup moins urbanisée. La perception du site est multiple, selon la berge choisie, et c'est un ouvrage polyforme qui a été proposé par le groupement de concepteurs (photo 3).

■ GENÈSE DU PROJET

A l'ouest de l'agglomération orléanaise, le lit mineur de la Loire est encadré de chapelets de bancs de sables boisés. Alors que tous les ponts construits sur la Loire, à Orléans, reposent sur des piles rapprochées, du pont Georges V, construit par Hupeau de 1751 à 1760, aux ponts les plus récents, les concepteurs de ce nouveau pont ont proposé, à l'inverse des autres projets présentés lors de la compétition, une grande portée de près de 200 m, allant d'une rive à l'autre. Il fallait respecter le lit naturel, qui s'élargit vers l'ouest, en s'appuyant sur les techniques de construction les plus modernes.

Sans doute Hupeau avait-il choisi la portée maximale de 32,00 m du pont Georges V en fonction de la technique la plus utilisée au XVIII^e siècle, la voûte en pierre surbaissée.

Par ailleurs, le sous-sol karstique de la Loire invitait les concepteurs à réduire le nombre des appuis, dont l'exécution serait rendue difficile du fait de l'importance des cavités de dissolution.

Ayant choisi pour portée maximale la distance entre les îles soit 201,60 m, les concepteurs imaginèrent alors trois solutions :

Photo 1
Le pont
de l'Europe

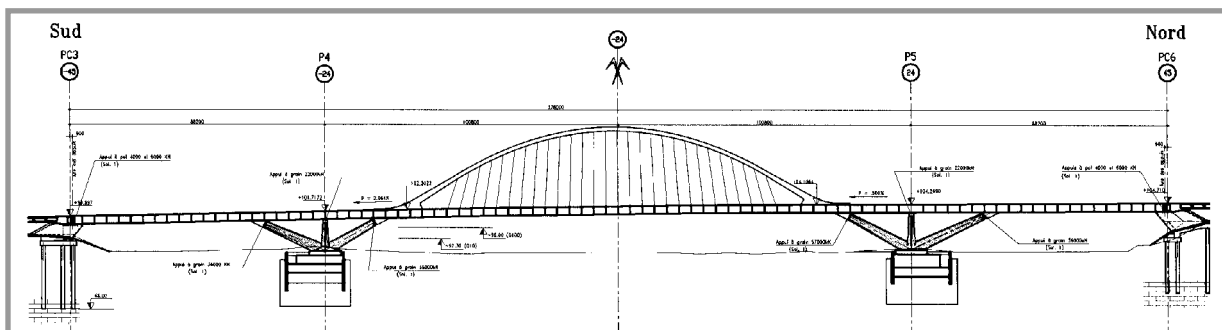
"Pont de l'Europe"
bridge



■ CONTEXTE GÉOGRAPHIQUE ET URBAIN

Le schéma directeur de l'Agglomération Orléanaise prévoit, en 1999, la construction d'un quatrième pont urbain sur la Loire, rattachant au nord la route de Blois, la tangentielle ouest et au sud une voie nouvelle permettant le raccordement à la RD951 et à l'autoroute A71. Les ponts de la ville d'Orléans sont complètement saturés car l'agglomération a connu depuis vingt ans une des plus fortes progressions démographiques de France.

Figure 2
Elévation générale
General elevation
view



à Orléans

- ◆ un arc surbaissé à trois travées, portant le tablier de 25 m de largeur totale ;
- ◆ un arc médian, situé entre les deux sens de circulation, ainsi que Santiago Calatrava l'avait déjà proposé et réalisé à Merida en Espagne ;
- ◆ et un arc incliné, situé en rive ouest du tablier, comme un livre ouvert sur la ville. Cette solution fut finalement retenue par la Communauté des communes de l'Agglomération orléanaise à l'issue de la consultation.

Santiago Calatrava esquissa pendant la période du concours quelques soixante aquarelles, recherchant la ligne générale du pont, et définissant avec le bureau d'études les principes de base :

- ◆ l'arc incliné, fine parabole soutenant le tablier ;
- ◆ le tablier, dont l'extrados est de hauteur variable : les trottoirs sont surélevés par rapport à la chaussée. Le trottoir ouest surplombe l'ensemble de la chaussée, espace réservé à la circulation des piétons et des cyclistes, mais aussi amphithéâtre propice à la contemplation du fleuve et de la ville ;
- ◆ les piles tripodes, doigts fins émergeant de la Loire, ainsi libérée des obstacles ;
- ◆ l'ancrage dans les berges, bastions de béton blanc et rappel des culées en maçonnerie de l'ouvrage de Hupeau ;
- ◆ les petits ponts d'accès, ouvrages urbains à l'échelle plus humaine contribuant à la mise en valeur des rives de Loire ;
- ◆ le choix des matériaux, l'acier pour l'arc et le tablier posé, le béton pour les appuis et l'ancrage du tablier principal dans les berges.

A travers ces esquisses, le jeu complexe des forces entrant dans l'équilibre général de l'ouvrage est mis en scène par Santiago Calatrava. La technique est présente, sans être ostentatoire. Elle contribue à la lecture multiple de cet ouvrage d'art original (figure 4).

RENCONTRE DE L'ART ET DE LA TECHNIQUE

Brève description de l'ouvrage

La description détaillée du pont de l'Europe a déjà fait l'objet de plusieurs communications dans les publications professionnelles. Rappelons en les caractéristiques principales : le tablier, d'une longueur de 378 m, est réalisé en acier ; il comprend trois travées de 88,20 m, 201,60 m et 88,20 m. Il s'agit d'un caisson orthotrope, de 25,74 m de largeur totale et de 3,25 m de hauteur, dont le profil trans-

versal de l'intrados reprend la forme d'une vasque, effilée à l'est en direction de la ville. Les tôles constitutives du caisson en acier varient de 14 mm pour la table supérieure, à 24 mm pour les parties les plus épaisses de l'intrados. Ce caisson comprend quatre âmes verticales en tôle mince raidie de 20 mm d'épaisseur. Ce tablier en acier est suspendu, par 28 paires de suspentes réalisées en câbles clos de 57 mm et 36 mm de diamètre, à un arc de section trapézoïdale de 1 650 mm de lar-



Photo 3
Les appuis en Loire
Supports
in the Loire River

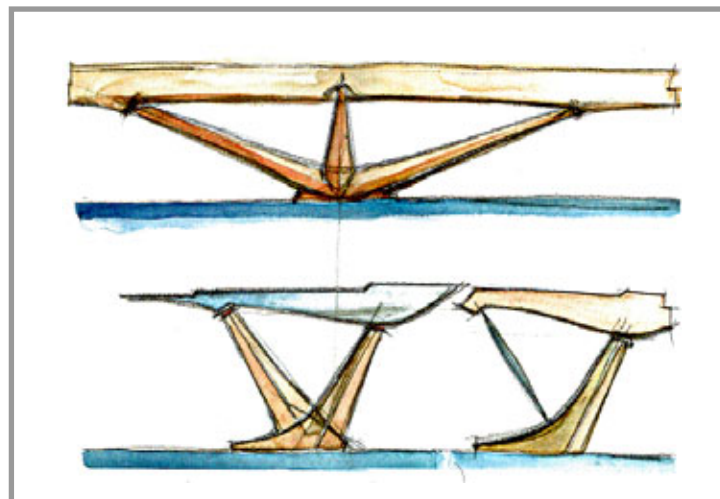


Figure 4
Aquarelles
de Santiago Calatrava
Watercolours
by Santiago Calatrava

Jean-Bernard Datry



DIRECTEUR D'ÉTUDES
Setec Travaux Publics
et Industriels

Xavier Cespedes



INGÉNIEUR PRINCIPAL
Setec Travaux Publics
et Industriels

Sylvie Ezran



INGÉNIEUR PRINCIPAL
Setec Travaux Publics
et Industriels

Robert Taravella



INGÉNIEUR PRINCIPAL
Setec Travaux Publics
et Industriels

Crédit photographique : E. Devulder -
C. Demonfaucon

Photo 5
Attache des suspentes
sur l'arc
Attachment
of suspenders to the arch



LES PRINCIPALES
QUANTITÉS

- Longueur totale : 470,60 m
- Longueur de l'ouvrage en acier : 378,00 m
- Largeur du tablier : 25,74 m
- Poids d'acier : 5 380 t
- Volume de béton : 9 800 m³
- Coûts des travaux : 183 millions de francs HT

Photo 6
Les piles tripodes
Tripod piers



Photo 7
Vue
depuis la rive nord,
la nuit
View from the north
bank, at night



►
 geur. Les aciers constitutifs de l'arc sont choisis parmi les aciers thermo-mécaniques S460 M et ML, afin de bénéficier d'épaisseurs moindres et permettre un soudage aisé des différents tronçons (photo 5).

La distance marquée entre le plan de l'arc et le centre de gravité du tablier et des charges d'exploitation d'une part, ainsi que la distance entre le centre d'inertie du caisson et son centre de torsion d'autre part, font que l'ouvrage fonctionne principalement en torsion, la rotation d'ensemble du tablier étant bloquée de part et d'autre de la travée médiane par les trois appuis à pot d'élastomère, disposés en tête des tripodes.

Les branches des tripodes, réalisées en béton de ciment blanc B40, convergent au centre d'un massif d'appui réalisé au sein d'un batardeau circulaire de 19 m de diamètre ancré dans le calcaire injecté. Ces branches effilées ont une section elliptique dont le grand axe varie de 2 400 mm à 2 600 mm (photo 6).

L'ouvrage est prolongé à terre par deux petits ouvrages en dalle de béton précontraint, de profil en travers original, les trottoirs étant séparés de la chaussée et portés par des pièces de pont espacées tous les 4,20 m afin de permettre un éclairage naturel des chemins de berge.

L'ouvrage nord est une dalle isostatique de 33,60 m de longueur totale. L'ouvrage sud est une dalle continue à trois travées de 18,90 m, 16,80 m et 19,45 m. Les appuis médians du tablier sud sont constitués d'un fût étroit supportant un appareil d'appui à pot d'élastomère unique. Là encore, Santiago Calatrava fait appel à la résistance en torsion du tablier, ce dernier étant bloqué uniquement au niveau des appuis situés sur la culée CO et la pile-culée PC3, distantes de 58,80 m.

Les ouvrages de rive sont réalisés en béton de ciment blanc. Un soin particulier a été donné à la mise en valeur de l'ouvrage : superstructures en béton blanc, lisses éclairantes en rive de chaussée, éclairage de mise en valeur de l'arc et des suspentes, éclairage des piles depuis la sous-face du tablier et des berges depuis les ouvrages d'accès, perrés de pierre blanche entre les piles-culées (photo 7).

Apport des techniques
contemporaines

Les matériaux

Les matériaux et les techniques de construction évoluent lentement et si les progrès accomplis peuvent paraître importants, ils restent toutefois infimes à l'échelle d'un siècle et demi de construction moderne. Cette progression lente s'est toutefois accélérée depuis une vingtaine d'années, en terme de performance mais surtout de durabilité, pour les deux matériaux traditionnels de la construction, le béton et l'acier. Ils sont utilisés au mieux dans

cet ouvrage : l'acier permet la recherche de la légèreté du tablier et l'obtention d'une grande rigidité de torsion grâce à l'usage d'une section mince fermée. Les nuances élevées sont choisies pour la construction de cet arc élancé, qui reçoit une compression maximale voisine de 6000 t.

Le béton à performances élevées est utilisé pour les piles car il fallait résister à la compression importante provenant de l'arc sans augmenter la section des béquilles inclinées. En effet, ces dernières sont extrêmement sensibles aux sollicitations de flexion, et une augmentation des dimensions de la section d'encastrement des béquilles sur le socle conduisait à piéger les moments parasites dus notamment aux déformations d'origine thermique.

Les outils de calcul

L'apport le plus spectaculaire dans la phase de conception de l'ouvrage d'art est sans doute l'utilisation de moyens de calcul modernes, qui ont permis d'appréhender simplement le fonctionnement complexe de cette structure spatiale.

Il convient d'en rappeler les principes généraux de fonctionnement :

- ◆ la charge verticale, apportée par le tablier, est reprise par les suspentes inclinées. Il en résulte une traction horizontale sur le tablier dans la travée médiane qui tend à fléchir l'ensemble dans le plan horizontal ;

- ◆ l'arc, fortement comprimé par la traction des suspentes régulièrement espacées, traverse le tablier et prend appui, par l'intermédiaire des appareils d'appui à pot, sur les têtes des béquilles. La répartition des suspentes est choisie pour que l'arc soit quasiment funiculaire de la charge appliquée ;

- ◆ les béquilles transmettent l'effort oblique de l'arc vers le sol. Cet effort est en partie redressé par l'effort de compression provenant des contre-béquilles supportant les travées de rive. La poussée horizontale des tripodes sur les fondations est ainsi réduite et sa valeur extrême est de l'ordre de 3000 t ;

- ◆ les charges permanentes et les charges d'exploitation sont excentrées par rapport au plan de l'arc. La géométrie transversale de la section conduit à une distance de 1480 mm entre le centre d'inertie et le centre de torsion. Le tablier est donc principalement sollicité en torsion. Les béquilles nord et sud de chaque appui étant situées dans un même plan, l'ouvrage bascule vers l'amont. Cette rotation d'ensemble du tablier est empêchée par la branche Est de chacune des piles tripodes, car elle est située dans un plan perpendiculaire au plan de l'arc ;
- ◆ les travées de rive servent à compenser partiellement la réaction horizontale de l'arc, par l'action des contre-béquilles (figure 8).

Cette vision spatiale du fonctionnement ne peut être validée que par l'étude de la structure sur un modèle tridimensionnel. La Setec TPI a utilisé son

programme PYTHAGORE, logiciel spécialisé dans le calcul des ouvrages d'art, car il permet :

- ◆ la modélisation spatiale complète de l'ouvrage à partir d'éléments de poutres, en tenant compte des positions relatives du centre d'inertie, du centre de torsion et de l'inclinaison des axes principaux d'inertie ;

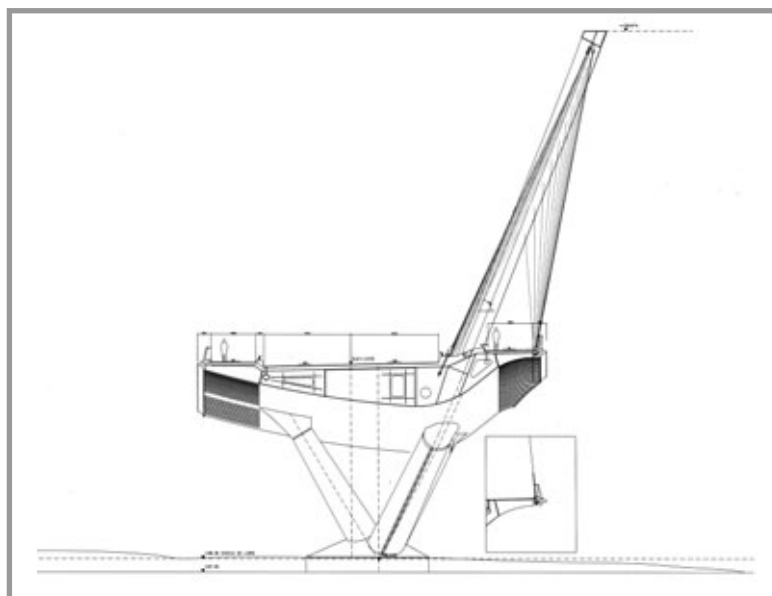


Figure 8
Coupe transversale
du tablier
Cross section
of the deck

- ◆ l'étude fine du comportement à court terme et à long terme des piles tripodes en béton en prenant en compte, à partir des lois de comportement réglementaires du BPEL, les effets du retrait et du fluage ;

- ◆ l'analyse de la stabilité élastique de l'arc, qui est assurée par les suspentes en vé, ancrées de part et d'autre du trottoir aval. Ce calcul a été effectué en déplacement réel ;

- ◆ l'analyse des problèmes dynamiques :

- l'effet du vent sur l'arc et les suspentes et l'évaluation des risques d'instabilité par galop de l'arc,
- l'effet dynamique des suspentes inclinées et les phénomènes de couplage entre l'arc et les suspentes ;

- ◆ le calcul, en suivant les phases de construction, des sollicitations dans chaque partie de l'ouvrage. Cette analyse a été actualisée en cours de construction pour tenir compte du planning de l'entreprise ;
- ◆ l'analyse de la fatigue, dans l'arc, le tablier et les suspentes selon les hypothèses réglementaires des convois de fatigue ;

- ◆ l'étude de la rupture de quatre suspentes consécutives en bord de chaussée et la vérification de la stabilité de l'arc dans ce cas extrême (figure 9).

Le calcul détaillé de l'ouvrage a été conduit en fourchette, la matrice de rigidité des fondations ayant été déterminée pour des caractéristiques hautes et basses du sol injecté de façon à cerner au mieux l'enveloppe des réactions d'appui à la base des tripodes et évaluer l'incidence de la souplesse de la fondation sur le comportement du tablier.

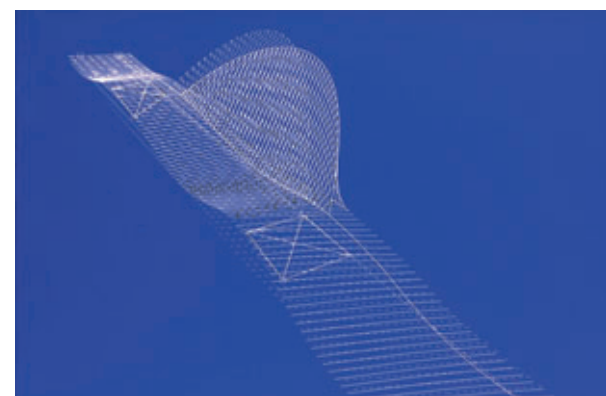


Figure 9
Le modèle de calcul
The computation model

► La maîtrise du calcul, par un programme unique enchaînant toutes les phases de construction, a permis un réglage fin du point de convergence des tripodes, de façon à ce que l'ouvrage soit en équilibre sur une ligne d'appui passant par le centre des piles P4 et P5. Seules les charges d'exploitation et les charges thermiques perturbent cet équilibre, mais l'excentricité des appuis de rive, en PC3 et PC6, et la grande raideur en torsion du tablier permettent de compenser les variations de la résultante des charges à la base des tripodes (figure 10).

Figure 10
Etat de contrainte dans le tablier et l'arc après fluage des béquilles
Stress condition in the deck and arch after creep in the struts

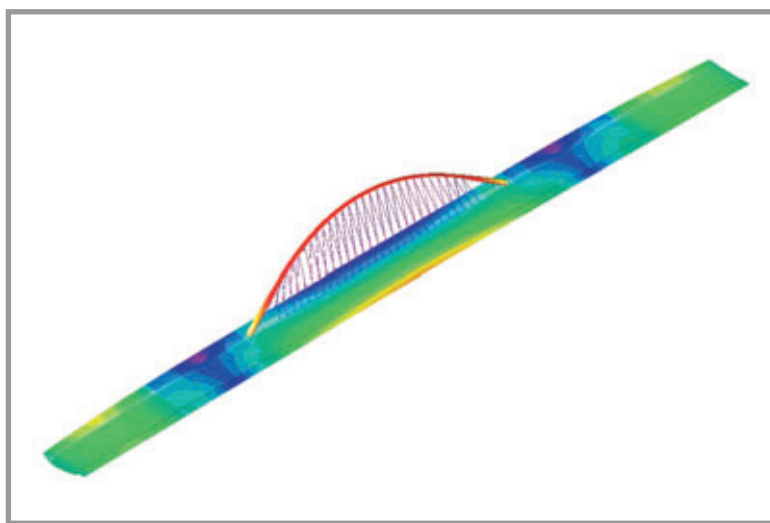


Photo 11
Poussage du tablier
Deck pushing



Le calcul sur modèle filaire étant réalisé, les concepteurs ont vérifié sa validité en modélisant à l'aide de coques la partie de l'ouvrage située sur les piles tripodes. Ce calcul, conduit avec le logiciel ANSYS, a montré que les hypothèses de Navier restaient applicables dans toutes les sections, à l'exception des zones situées au droit des appuis sur les béquilles, ces zones étant sujettes à d'importantes concentrations de contraintes. Ce modèle a été également utilisé pour analyser le fonctionnement de l'entretoisement intérieur du caisson.

Le logiciel ANSYS a aussi permis de vérifier le dimensionnement de pièces chaudronnées particulières, à savoir :

- ◆ la traversée de l'arc dans le tablier et les renforts dans le pied d'arc ;
- ◆ l'entretoisement particulier des têtes de béquilles

et la répartition des contraintes dans la tôle inférieure du caisson ;

- ◆ le comportement de la dalle orthotrope en service et en phase d'exécution, notamment lors de la mise en œuvre du revêtement routier ;
- ◆ l'étude particulière des pièces de pont en service, et dans l'hypothèse d'une rupture accidentelle d'une suspente : en effet, si des haubans étaient rompus côté chaussée à la suite d'un accident de la circulation, les suspentes secondaires, situées en rive, reprennent la charge verticale et subissent une tension supplémentaire, qui est transmise au tablier par les pièces de pont transversales ;
- ◆ la diffusion des efforts concentrés en tête des béquilles de béton.

L'approche expérimentale

Parallèlement aux calculs dynamiques, des études en soufflerie ont été conduites par le concepteur, avec les spécialistes du Danish Maritime Institute. L'objectif de ces essais était de déterminer les coefficients stationnaires de l'arc et du tablier.

Ce laboratoire a également été chargé par la Communauté de communes de l'évaluation des caractéristiques du vent sur le site. Une étude complémentaire a été réalisée par l'Institut polytechnique de Milan pour étudier le comportement dynamique des suspentes et l'opportunité de mettre en place ou non des amortisseurs dynamiques sur celles-ci afin de réduire les oscillations provoquées par le vent ou la conjugaison de la pluie et du vent, et limiter ainsi les variations de contraintes de flexion dans les câbles afin d'éliminer les risques liés à la fatigue. La mise en place de ces amortisseurs n'a finalement pas été jugée nécessaire, grâce à l'amortissement mesuré dû aux organes de liaison des câbles.

Une mise en œuvre maîtrisée

Le tablier a été construit sur la rive sud. Le caisson de 25,74 m a été reconstitué à partir de grands tronçons préfabriqués de 21 m de longueur. Il a été découpé en six éléments compte tenu de sa grande largeur. Les deux caissons de rive ont été entièrement préfabriqués en atelier.

Les platelages supérieurs et inférieurs, situés entre les caissons, ont été découpés en deux parties et assemblés sur le site. Les encorbellements de rive, comprenant les pièces de pont transversales et la dalle orthotrope sous trottoirs, ont été préfabriqués en éléments de grande longueur et soudés aux caissons latéraux. Au total, l'entreprise Buyck a acheminé sur le site 122 convois exceptionnels. Les pièces les plus grosses atteignaient un poids de 130 t.

Chaque tronçon, une fois assemblé, a été mis en place par poussage sur des palées provisoires situées de part et d'autre des piles tripodes et au milieu de la travée centrale. Un système de boîtes à ressort articulées permettait d'obtenir une ré-

action verticale uniformément répartie sous les âmes, de façon à empêcher le flambement localisé des âmes du caisson lors du poussage.

Sur l'aire de montage de 75,00 m de longueur, l'entreprise Buyck a assemblé trois tronçons consécutifs. L'ouvrage a été mis en place par 17 opérations de poussage, réalisées toutes les trois semaines (photo 11). Les vérins prenaient appui sur un timon articulé buté sur les longrines de poussage situées en arrière de la culée sud.

Une fois l'ouvrage en place, les appuis provisoires sont dénivelés après scellement des dés d'appui situés sous les appareils d'appui à pot. Cette opération était extrêmement délicate du fait des variations thermiques du tablier qui modifient la position de ses points d'appui par rapport aux extrémités des béquilles. Elle a été rendue possible grâce à l'utilisation d'un mortier de résine à prise rapide. La pose sur appuis définitifs a eu lieu au petit jour, et était accompagnée d'une surveillance constante des mouvements du tablier.

Ces techniques aujourd'hui éprouvées sont celles utilisées pour mettre en œuvre des ponts poussés classiques. L'originalité réside ici dans la compensation des déplacements du tablier sous charge permanente, tant dans le plan vertical que dans le plan horizontal, à l'aide de vérins situés sur les palées. Il ne faut pas perdre de vue que du fait de sa statique spatiale, l'ouvrage reçoit une contre-fleche dans les trois directions, afin de compenser les déformations dues à la traction horizontale des suspentes et la torsion du tablier. Cette maîtrise de la géométrie est rendue possible grâce au calcul informatique des déformations de la structure à chaque étape de la construction et un montage à blanc virtuel. Le résultat obtenu est très satisfaisant car les écarts géométriques obtenus sur l'ouvrage terminé de 378 m sont inférieurs à 20 mm.

■ CONCLUSIONS

Au-delà du besoin purement fonctionnel, le pont de l'Europe, lien majeur entre deux rives, contribue à la mise en valeur de la ville d'Orléans et du paysage de la Loire : ce pont est un événement urbain qui participe à l'animation et à la qualité du faubourg ouest de l'agglomération.

Arrivé au terme de sa construction, il est intéressant de s'interroger sur ce que pourrait être une définition actuelle de la modernité en matière d'ouvrage d'art.

Est-ce uniquement la performance : la portée jamais égalée, les matériaux nouveaux, ou les choix structurels originaux ? Ces performances se mesurent toujours de façon relative, par comparaison aux constructions déjà réalisées.

Ou n'est-ce pas simplement repousser encore les limites de la créativité grâce aux progrès accomplis en matière de calculs scientifiques et de

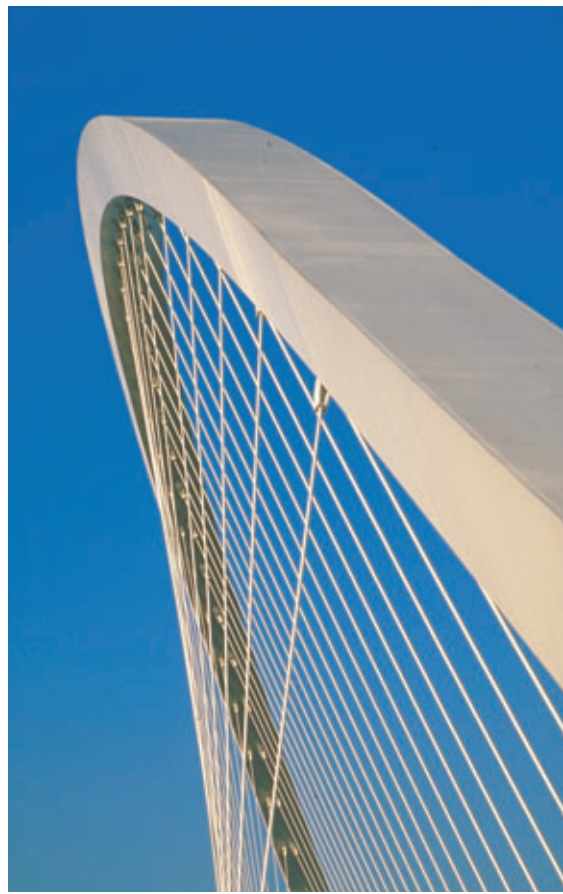


Photo 12
L'arc incliné
The inclined arch

dessins ? Et ce, grâce au développement de l'informatique.

Ces nouvelles avancées permettent la simulation et l'analyse complète de l'ouvrage d'art en terme :

- ◆ de géométrie dans l'espace et de dessin ;
- ◆ d'études paramétriques des sollicitations statiques ou dynamiques ;
- ◆ de modélisation plus fidèle des lois de comportement des matériaux ;
- ◆ de prévision des déformations en suivant les phases de construction et de suivi de la fabrication.

Les développements les plus récents des moyens d'analyse permettent aujourd'hui de choisir, déterminer, contrôler et vérifier les paramètres dimensionnels d'un projet à partir d'un processus de création qui intègre des données objectives : le contexte économique et démographique, le trafic, le site, le sol, et le fleuve. Et d'élargir encore le champ de l'intuition, de l'imagination et de la créativité (photo 12).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ◆ Pont de l'Europe, Orléans - *L'architecture d'aujourd'hui* - Juillet-août 2001.
- ◆ *UrbaO* - Février 2001 - Qui fait le pont ? - Stéphane Semichon.
- ◆ Bulletin annuel de l'A.F.G.C. - 2000 - Le pont d'Or-

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Communauté de communes de l'Agglomération orléanaise

Maître d'œuvre de conception

Setec TPI (BET et mandataire du groupement) - Santiago Calatrava - Signes (paysagiste)

Entreprises

- Chantiers Modernes (France) : génie civil
- Victor Buyck Steel Construction (Belgique) : construction métallique, assisté du bureau d'études Greisch pour les études d'exécution

Maître d'œuvre des travaux

Direction départementale de l'Équipement du Loiret

Orléans - X. Cespedes - J.-B. Datry - R. Taravella - S. Ezran.

◆ *L'acier pour construire* - Décembre 2000 - Sur le pont... tous en rond - Bertrand Lemoine.

◆ D'A - Le Pont de l'Europe - Décembre 2000 - Delphine Desvaux.

◆ Revue *Ouvrages d'art* n° 35 - Août 2000 :

- Le nouveau pont sur la Loire à Orléans - Alexis Bourrat - Jean-Bernard Datry - Wim Hoeckemann, James Lefevre ;

- Le nouveau pont ouest à Orléans : les études de conception - Jean-Bernard Datry, Xavier Cespedes.

◆ Bulletin annuel de l'A.F.G.C. - 1999 - Des Bowstrings originaux - Santiago Calatrava - Jean-Bernard Datry - Alexis Bourrat.

◆ Kenneth Frampton - Anthony C. Webster - Anthony Tischhauser - Quim Nolla - Calatrava Bridges - *Birkhäuser* - 1996.

◆ Santiago Calatrava - Libro Segreto - *Motta Architettura* - 1995.

◆ Antoine Picon - Michel Yvon - L'ingénieur artiste - Presse des Ponts et Chaussées - 1985.

ABSTRACT

"Pont de l'Europe" bridge in Orléans

J.-B. Datry, X. Cespedes, S. Ezran, R. Taravella

The "Pont de l'Europe" bridge, designed by the architect-engineer Santiago Calatrava and the Setec TPI consulting engineering firm, was opened in November 2000. On the occasion of this recent opening, it is of interest to discuss how new technologies contribute to the design of intricate structures.

Indeed, thanks to the improvement of scientific means of computation and high performance construction materials, it is now feasible to design architectural bridges, based on an intuitive creation process integrating natural, urban and functional data.

RESUMEN ESPAÑOL

El puente de Europa, en Orleans

J.-B. Datry, X. Céspedes, S. Ezran y R. Taravella

La entrada en servicio durante el mes de noviembre de 2000 del puente de Europa, debido al arquitecto e ingeniero Santiago Calatrava y la Setec TPI, nos da aquí la ocasión de interrogarnos acerca de la aportación de las nuevas técnicas en cuanto al establecimiento del concepto de estructuras complejas.

Tomando como punto de partida un proceso de creación intuitivo que integra los datos naturales, urbanos y del paisaje, existe actualmente la posibilidad de considerar y dominar el concepto de las grandes estructuras originales, debido al desarrollo de los medios de cálculos científicos, paralelamente al desarrollo de los materiales de construcción.

Autoroute A89

Le viaduc du Pays de Tulle

Le choix d'Autoroutes du Sud de la France



Jean-Jacques Lacaze
DIRECTEUR D'OPÉRATION A89 CENTRE
Autoroutes du Sud de la France (ASF)

En Corrèze, au droit de la ville de Tulle, le tracé de l'A89 doit franchir la vallée de la Corrèze qui se présente comme une brèche de l'ordre d'un kilomètre de long et d'une profondeur exceptionnelle. Cette vallée est d'une grande qualité environnementale (Zone naturelle sensible "ZNIEFF"). Pour résoudre ce problème de grand franchissement, ASF a mis en œuvre la procédure qu'elle applique à tous les ouvrages exceptionnels qu'elle construit :

- ◆ dans un premier temps, désignation d'un maître d'œuvre particulier sur la base d'un marché de définition dans lequel les concurrents doivent notamment proposer les différents types de structures possibles. A l'issue de cette première partie de la procédure, Scetauroute a été retenu;
- ◆ dans un deuxième temps, et à partir de ces propositions, ASF sélectionne les différentes solutions qu'elle juge acceptable et lance, sur cette base, un concours de concepteurs auprès des BET spécialisés; chacun devant s'adjoindre un architecte agréé par ASF;
- ◆ dans le cas particulier du viaduc du Pays de Tulle, il est à noter qu'au stade de ce concours, ASF n'avait pas figé le tracé, compte tenu de l'étroite interaction entre les structures possibles et la géométrie autoroutière;
- ◆ en définitive ASF a retenu la proposition du groupement de concepteurs formé par Jean Muller International et le cabinet d'architectes Lavigne et Montois.

Cette procédure d'ASF a pour intérêt de mobiliser un maximum de compétences dans le domaine des grands ouvrages d'infrastructures, tant au stade des différentes consultations, qu'à celui du jugement des offres (participation au jury du Setra, de l'IGOA, d'architectes, d'experts étrangers).

Dans le cas du viaduc du Pays de Tulle, ASF a ainsi opté pour un ouvrage de 850 m de long et 150 m de haut, à structure en béton précontraint à épaisseur variable avec deux piles principales à double voile, permettant, pour un coût optimisé (34 millions d'euros) :

- ◆ de respecter la vallée (transparence, finesse, portées équilibrées, longueur optimisée : l'avant-projet sommaire prévoyait un ouvrage de 1050 m);
- ◆ de s'affranchir d'un long alignement droit (incitation à des vitesses trop élevées) en autorisant un tracé courbe sur l'ouvrage (1350 m de rayon) qui favorise de plus la découverte de la vallée et de la structure du viaduc par l'usager de l'A89.

Monument majeur de l'autoroute A89, cet ouvrage constituera aussi une nouvelle signature pour le pays de la préfecture de la Corrèze.

Jean-Jacques Lacaze
DIRECTEUR D'OPÉRATION
Autoroutes du Sud de la France

Daniel Giacomelli
DIRECTEUR DE PROJET
Scetauroute

Michel Duviard
CHEF DE PROJET
J.M.I.

Vincent Vesval
DIRECTEUR D'AGENCE
GTM C

Patrick Charlon
CHEF DE SECTEUR
Eiffage TP

Christophe Sandre
DIRECTEUR DE TRAVAUX
Eiffage TP

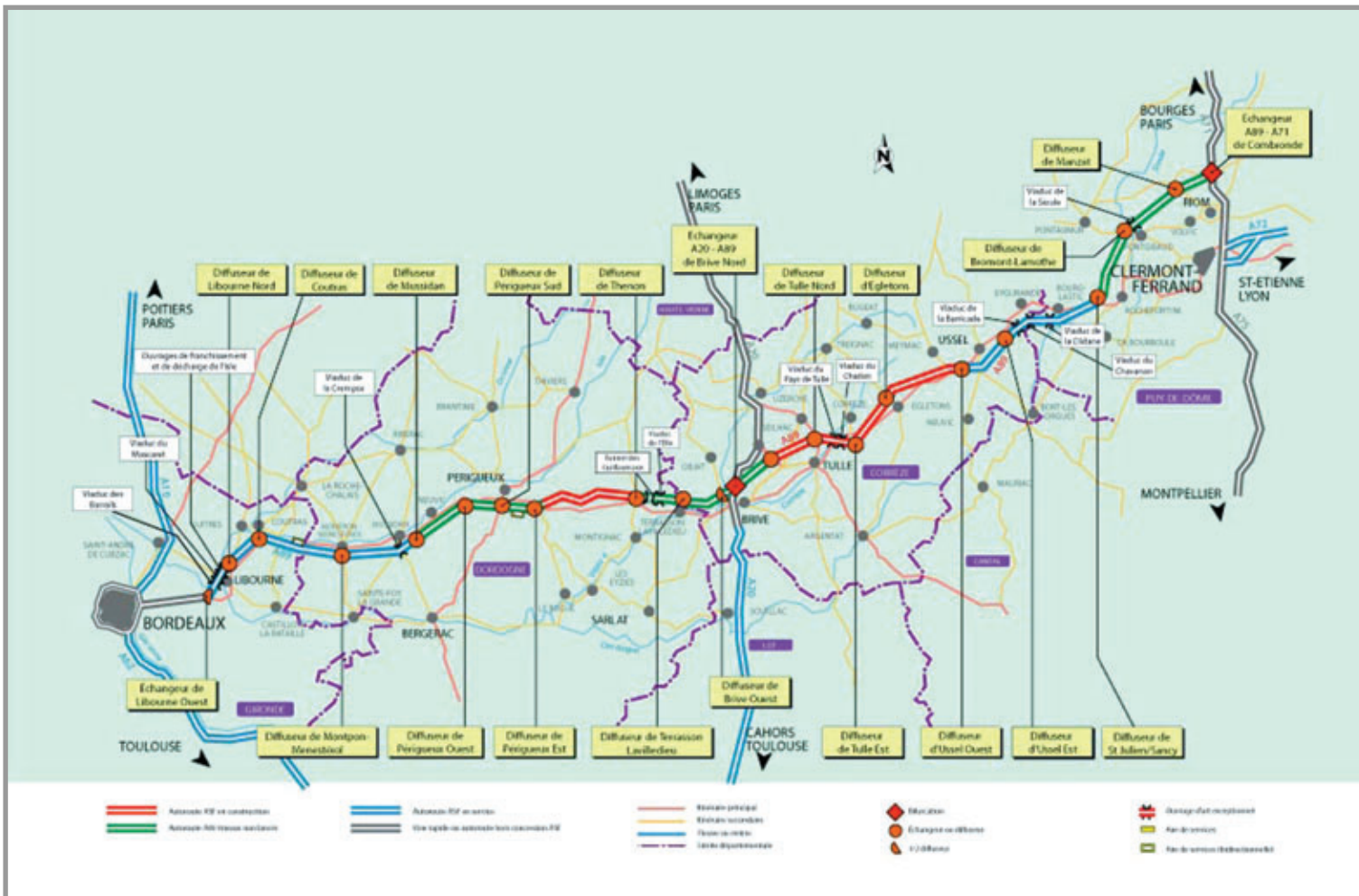


Figure 1
A89. Tracé en plan et situation des aires de services dans le département de la Corrèze

A89. Plan view and location of service areas in the Corrèze "département"

LE VIADUC DU PAYS DE TULLE ET L'AUTOROUTE A89 – TRACÉ ET CONCEPTION

Présentation générale

L'autoroute A89 Bordeaux/Clermont-Ferrand, longue de 340 km, est inscrite au schéma directeur routier national approuvé par décret en date du 1^{er} avril 1992 (figure 1).

Ses objectifs principaux :

- ◆ constituer à terme le maillon essentiel d'une grande liaison est/ouest, reliant la façade atlantique à la région Rhône-Alpes, à la Suisse et à l'Italie ;
- ◆ poursuivre vers l'ouest le désenclavement du Massif Central ;
- ◆ participer au maillage du réseau autoroutier en constituant le trait d'union entre les trois autoroutes nord/sud (A10 - A20 - A71 - A75) ;
- ◆ désenclaver les quatre départements traversés : Gironde - Dordogne - Corrèze - Puy-de-Dôme.

La société des Autoroutes du Sud de la France a été déclarée concessionnaire de l'A89 par décret du 7 février 1992.

A ce jour 113 km sont en service, 40 km d'Ussel à Saint-Julien-Sancy et 73 de Libourne Ouest à Musidan ; la mise en service du tronçon Tulle Est/Us-
sel Ouest (43 km) est prévue pour le printemps

2002 ; celle du tronçon entre A20 (RD9) et Tulle Est (21 km) est prévue à l'été 2003.

Cette section A20/Tulle Est traverse la vallée de la Corrèze grâce au viaduc du Pays de Tulle, en bordure des communes de Naves et des Angles-sur-Corrèze.

Conception - Choix des solutions

Le choix du projet a été fait grâce à une procédure élaborée permettant d'explorer soigneusement l'ensemble des solutions compatibles avec le site. Après la phase d'avant projet sommaire qui présentait huit solutions, dont cinq proposant un tablier composé d'un caisson en béton précontraint, et trois projetant un tablier haubané, le viaduc du Pays de Tulle a fait l'objet d'un marché de définition.

Cette procédure a permis au maître d'ouvrage de retenir le groupement Scetauroute - Jean Muller International comme maître d'œuvre particulier. A ce stade trois tracés différents ont été envisagés. Le premier placé au sommet de la brèche conduisait à concevoir un ouvrage de 1075 m de longueur. Le deuxième tracé, encastré dans la brèche, limitait cette longueur à 770 m. Le dernier tracé, intermédiaire, correspondait à un ouvrage de 825 m de long.

Sur la base du tracé encastré dans la brèche,

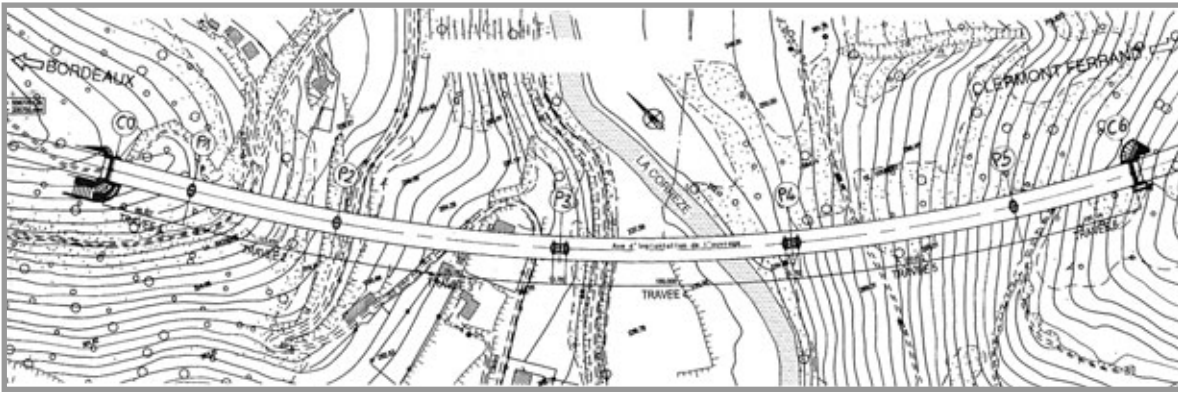


Figure 2
Tracé en plan
du viaduc
*Plan view
of the viaduct*



Figure 3
Image de synthèse
"Objectif A89".
ASF mars 2000
*Synthetic image "A89 Objective".
ASF March 2000*

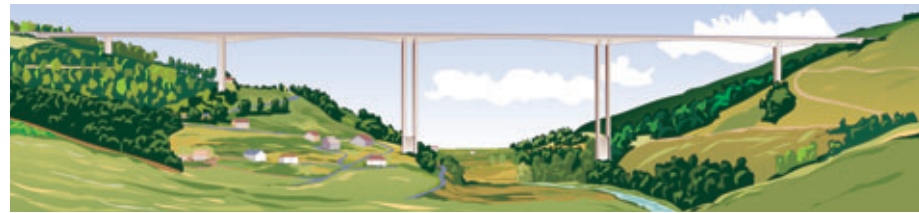


Figure 4
Maquette de l'ouvrage (M. Delavigne - ASF)
Mock-up of the structure (M. Delavigne - ASF)

dix-huit ouvrages différents ont été considérés pouvant être regroupés en sept familles distinctes. A partir de cette étude cinq ouvrages caractéristiques ont été retenus sur le tracé situé en sommet de brèche et six ouvrages caractéristiques sur le tracé intermédiaire.

A l'issue de l'analyse multicritères appliquée à l'ensemble de ces solutions, le tracé intermédiaire conduisant à projeter un ouvrage de 825 m a été reconnu comme présentant le meilleur compromis coût/tracé/terrassement. Sur cette base ont été sélectionnées une solution traditionnelle et une solution non traditionnelle.

La solution traditionnelle proposait un caisson en béton précontraint de hauteur variable avec une travée majeure de 230 m encadrant le fond de la vallée de la Corrèze.

La solution non traditionnelle envisageait un arc pouvant avoir 360 ou 440 m d'ouverture.

Le maître d'ouvrage a alors souhaité lancer un concours ouvert aux équipes bureau d'ingénierie - architecte. Huit équipes ont été sélectionnées. Deux solutions devaient être présentées :

- ◆ une solution traditionnelle sur la base d'un tracé courbe situé au sud-ouest de la bande des 300 m ;
- ◆ une solution non traditionnelle sur la base d'un tracé à partie centrale rectiligne situé plus au nord-est.

Les concurrents pouvaient proposer des tracés alternatifs et tous les types de solutions étaient autorisés. A l'issue de ce concours le jury a déclaré lauréate l'équipe Jean Muller International - Cabinet d'architectes Charles Lavigne. La solution traditionnelle proposée par cette équipe est alors retenue par le maître d'ouvrage.

Description de l'ouvrage

Le viaduc se déploie à 150 m de hauteur, sur une longueur de 854 ml ; le tracé en plan est une courbe de 1 350 m de rayon. Le viaduc franchit la rivière Corrèze et la RD23 au droit du hameau de la Rathonie par six travées de 72, 120, 185, 191, 185 et 101 m d'ouest en est.

La durée de travaux est prévue du printemps 2000 à l'hiver 2002-2003.

Le projet est fondé sur un tracé entièrement courbe qui confèrera à l'ouvrage un mouvement d'ensemble ample et dynamique (figure 2).

La partie structurelle (tablier en mono caisson nervuré en béton précontraint à hauteur variable) autorise de grandes portées afin de réduire le nombre de piles et d'offrir une répartition équilibrée des travées dans la brèche. Les trois travées principales supérieures à 180 m permettent d'encadrer la partie centrale de la brèche par deux piles principales, dédoublées et encastrées dans le tablier. Le long voussoir central (19 m) dégage un jour important entre les deux fûts dont la double courbure affine la silhouette et laisse jouer la lumière sur les surfaces courbes (figures 3 et 4).

Les deux piles principales ont une hauteur respective de 113 et 127 m.

La conception du projet elle-même ainsi que son mode de réalisation permettent un parfait respect du site et un impact minimal sur la flore et la forêt, en service et en construction :

- ◆ les grandes portées limitent le nombre de piles et par conséquent celui des plates-formes de travail, des accès aux appuis, des zones de blindages (parois cloutées en béton projeté) ;

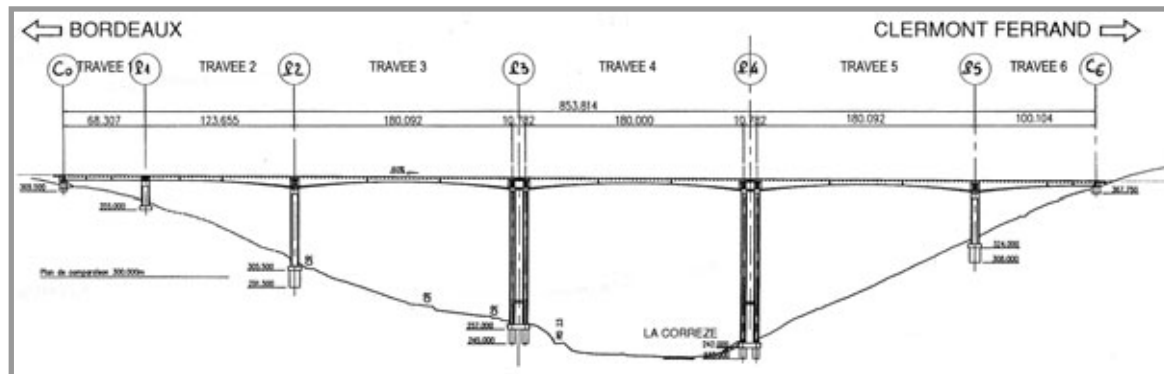


Figure 5
Coupe longitudinale
Longitudinal section

Photo 1
Puits marocains
de P4
Moroccan shafts
of P4



© Chany Saril

tagne entre C6 et la Corrèze, desservant les piles P5 et P4, longue de 1 700 m, revêtue sur toute sa longueur.

Le groupement a pour sa part aménagé et revêtu côté ouest "la route de la Rathonie" (en cul-de-sac à P1) pour assurer la desserte du chantier au niveau des plates-formes des piles P3, P2 et P1; les centrales à béton du chantier (principale et de secours) sont implantées sur ce tracé. L'accès à la culée C0 se fait par la plate-forme du TOARC adjacent.

Le groupement a mis en place un pont provisoire isostatique sur la Corrèze, de 32 m de portée, pour le trafic du chantier.

L'ensemble de ces dispositions permet de concentrer l'activité du chantier sur sa seule emprise et de limiter au strict minimum les nuisances sonores et de circulation. L'impact sur la faune, la flore et l'eau est ainsi très localisé et plus facile à maîtriser et à surveiller.

- ◆ le mode de construction en encorbellements successifs coulés en place évite tout étaieement et tout appui provisoire au sol; les fléaux sont construits à partir des mêmes plates-formes de travail que les piles, avec les mêmes grues à tour et les mêmes ascenseurs pour le personnel;
- ◆ la mise en œuvre de deux paires d'équipages mobiles, conjuguée avec la réalisation de grandes portées, permet un nombre très faible de démontages et transferts des équipages, toujours très pénalisants pour la flore et la forêt.

■ MARCHÉ ET TRAVAUX PRÉPARATOIRES

Suite à un appel d'offres restreint lancé en 1999 par Autoroutes du Sud de la France, le groupement GTMC/Eiffage TP a été retenu sur la solution de base, pour la réalisation des études d'exécution et des travaux. Le début du délai contractuel de 34 mois a été fixé au 17 décembre 1999. Le montant prévisionnel hors taxes du marché est de 32 millions d'euros.

La période de préparation de 4 mois a permis :

- ◆ aux bureaux d'études de mettre au point les hypothèses et les modes de calcul complexes (fluage, vent, torsion, phases de construction, déformations verticales et en plan);
- ◆ au groupement de mettre au point les bétons de haute résistance de la structure;
- ◆ de faire réaliser, au travers d'un autre marché, la piste de chantier côté est, véritable piste de mon-

■ LES CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DE LA CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

Les fondations

Les piles P2, P3, P4 et P5 sont fondées sur puits marocains; les autres appuis sont fondés superficiellement sur le rocher sain (micaschistes pour C0 et P1; gneiss et leptynites pour C6) (figure 5 et photo 1). Le tableau I décrit ces fondations.

Le forage (précision requise : 5 mm/m en verticalité) a été réalisé :

- ◆ en partie à l'explosif : vitesse de vibration inférieure à 50 mm/h à 10 m, découpage 0,60 m, fractionnement Ø 64, bouchon Ø 127 ; passes de 1,50 m; mise en œuvre d'un bouclier lourd de protection;
- ◆ en partie à l'aide d'une pelle hydraulique munie d'un BRV.

Le marinage (passes de 1,50 m) s'effectue à l'aide :

- ◆ d'une pelle hydraulique équipée en benne preneuse pour les trois premières passes;
- ◆ d'une grue mobile de 35 t avec benne, alimentée en fond de fouille par une mini-pelle pour les passes suivantes; les déblais sont évacués du site par un tombereau et camion 6 x 4.

COMPOSITION DU BÉTON B60 G2

- Sable 0/5R - Granulats de la carrière Eurovia à Val : 688 kg
- Agrégats de la carrière Tarmac des Caux :
 - agrégats 4/10C : 351 kg
 - agrégats 10/20C : 756 kg
- Ciment de l'usine Lafarge de la Couronne - CPA CEMI 52,5 CP2 : 420 kg
- Fumée de silice : 32 kg
- Eau totale : 155,4 l
- Eau efficace : 150 l
- Super plastifiant 1,5 % de C + FS : 6,78 kg

Les blindages sont déterminés en fonction du risque d'éboulement présenté par le terrain excavé :

- ◆ en tête des puits : margelle de 1 m de hauteur qui sert de guide et de support des équipements de surface ;
- ◆ viroles lourdes en béton armé coulées en place (Ø 5000 ou Ø 9000) de 1,50 m de hauteur dans le mauvais terrain ;
- ◆ béton projeté dans les zones fracturées ;
- ◆ absence de blindage dans les zones de rocher sain.

Il est à noter que la médiocrité du terrain et les fortes venues d'eau à P4 ont nécessité une pré-injection périphérique de chaque puits Ø 5000 avant démarrage des excavations (injection gravitaire au coulis de ciment), type "voûte parapluie".

Par ailleurs, les calculs de stabilité ont permis de s'affranchir des pattes d'éléphant qui avaient été envisagées pour la pile P5.

Après excavation, tous les puits Ø 5000 sont réalisés en béton armé (B30) pleins ; les puits annulaires Ø 9000 sont réalisés en béton armé et remplis au centre par du remblai.

Les quantités réalisées sont les suivantes :

- ◆ volume excavé : 3700 m³ dont 1700 m³ au BRH, 950 m³ à l'explosif et 1050 m³ à la pelle ;
- ◆ viroles lourdes de blindage : Ø 5000 : 42 ml ; Ø 9000 : 25 ml ;
- ◆ béton projeté : 420 m² ;
- ◆ béton B 30 : 3000 m³ ;
- ◆ coffrage pour Ø 9000 : 850 m² ;
- ◆ remblai (Ø 9000) : 750 m³ ;
- ◆ armature HA : 173 t.

Tous les talus des plates-formes de piles ont été protégés par des blindages en béton projeté avec treillis soudé et clouage.

Les bétons

Le maître d'œuvre a souhaité que les bétons de pile et tablier satisfassent aux critères du gel sévère et par conséquent répondent aux contraintes imposées par les règles dites "GRA" (groupe Rhône Alpes) qui nécessitent habituellement le recours à des entraîneurs d'air. La classe B60 au minimum, imposée par les contraintes de calcul et de fluage, n'a pas permis de recourir aux solutions traditionnelles pour satisfaire l'ensemble des conditions imposées.

L'évolution nouvelle des règlements de calcul des structures en béton armé ou précontraint a ouvert la voie à l'utilisation d'un béton à haute résistance, auto résistant vis-à-vis du gel du fait d'un très faible rapport "eau efficace sur ciment" lui conférant une grande compacité. C'est un béton de résistance moyenne située autour de 75 MPa qui a été mis au point et utilisé pour cette réalisation exceptionnelle.

Il faut noter que l'entreprise a cherché à obtenir un béton de résistance nettement supérieure à 60 MPa

Pile	Terrains traversés	Fondations
P2	Micaschistes argileux et sableux très altéré (12m) ; puis gneiss fracturés et altérés (4 m)	1 puits Ø 9000 ; H = 16 m
P3 (pile double)	Gneiss altérés très facturés (1 à 2 m) puis gneiss fracturés et altérés (10 à 11 m)	4 puits Ø 5000 ; H = 12 m
P4 (pile double)	Eboulis hétérogènes gorgés d'eau (6 à 7 m) puis gneiss très altérés (2 à 3 m)	4 puits Ø 5000 ; H = 9 m
P5	Gneiss fracturés et leptynites hétérogènes avec fissures remplies d'argiles	1 puits Ø 9000 ; H = 16 m

Tableau I
Les types de puits marocains
Types of Moroccan shafts

et que l'écrasement des éprouvettes montre souvent que l'on dépasse les 80 MPa.

La formulation du béton présente un ratio volumique de granulats supérieur à 66 % ce qui permet d'appliquer directement les lois de fluage proposées par le règlement B.P.E.L.

Dans le même esprit, et malgré la difficulté à trouver de tels matériaux dans la région, les granulats ont été choisis non réactifs vis-à-vis de l'alcali réaction.

Les dosages retenus figurent dans l'encadré "Composition du béton B60 G2".

La rhéologie particulière de ces bétons a nécessité la mise en place de deux centrales à béton sur le chantier, limitant ainsi les temps de transport. Des procédures de contrôle et de bétonnage particulières ont également été définies pour ces bétons vibrés très fluides.

Les capacités de ces bétons, mis au point en amont des marchés de travaux, devraient pouvoir être exploitées à l'avenir pour optimiser les structures au moment de leur conception.

La réalisation des piles

Les piles sont de deux types :

- ◆ les piles P1, P2 et P5 à fût simple dont la section ovale du fût est inscrite dans un rectangle de 10 m x 6,50 m ;
 - ◆ les piles à fûts doubles P3, P4 dont la section ovale de chaque fût est inscrite dans un rectangle de 10,00 m x 4,20 m. Les deux fûts élémentaires sont espacés de 10,80 m entre axes.
- Les piles "simples" et "doubles" sont creuses. L'épaisseur des voiles est de 0,80 m. Les deux fûts des piles doubles sont liaisonnés à la base par des voiles se terminant en tête par un toit.

Les fûts de piles sont calepinés en levées de 4,06 m. Le chevêtre en tête de chaque pile simple mesure 4 m de hauteur et présente le même coffrage extérieur que les levées courantes ; celui des piles double a une épaisseur de 1,50 m (amorces du VSP). Les outils sont répartis comme suit :

- ◆ un outil qui réalise les fûts des piles simples ;
- ◆ un outil qui réalise les fûts des piles doubles ;
- ◆ un outil qui réalise les voiles de liaison des piles doubles.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Autoroutes du Sud de la France (ASF).
Direction opérationnelle de la Construction de Tulle (A89 Centre)

Architecte

Cabinet Lavigne et Montois

Concepteur

Jean Muller International

Maîtrise d'œuvre générale

Scetauroute - Jean Muller International

Maîtrise d'œuvre Travaux

Scetauroute - Division Travaux de Naves OAE

Groupe titulaire du marché

GTM Construction (mandataire), Eiffage TP

Principaux sous-traitants

Etude d'exécution

GTM Construction

Terrassements

Razel - Ducler - Rogard

Blindages - Confortements

Stips

Bétons

SATM (mandataire) - BCCDL

Aciers HA

Sendin

Précontrainte

GTM Précontrainte (mandataire) - Spie Précontrainte

Coffrage des piles

Semi-Metalform (mandataire) - PIM

VSP - Equipages mobiles

Ersem

Appareils d'appui

Etic

- ▶ Les outils ont la particularité d'être sans tiges de serrage entre le coffrage extérieur et le coffrage intérieur ce qui permet de réduire les temps de coffrage/décoffrage (photo 2).

Photo 2
Coffrage sans tige des piles
Rodless shuttering of the piers



© Chamy Saïl

accrochée sur consoles à claques (les consoles sont fixées au béton par des cônes). Deux niveaux inférieurs de passerelles sont suspendus à cette plate-forme pour le ragréage, la récupération des ancrages et l'accès ascenseur. Des galets de guidage assurent le positionnement correct de la plate-forme durant son relevage ;

- ◆ un plancher intérieur monobloc équipé de rochets.

Particularité du coffrage de pile

La particularité des coffrages extérieurs et intérieurs est d'être adaptables pour réaliser les fûts des piles simples et ceux des piles doubles. En effet, la géométrie des cerces extérieures est l'enveloppe des deux cas de figure. Le passage d'un coffrage à l'autre se fait donc en ajoutant deux panneaux complémentaires sur les parties droites de la section. Le même principe est utilisé pour le coffrage intérieur. La plate-forme extérieure peut également être adaptée à la section de pile. Le cycle instantané des piles est d'une levée par jour et par fût, à deux postes.

Les voussoirs sur piles

Les voussoirs sur piles se décomposent comme suit :

- ◆ les VSP pour piles simples P2 et P5, de hauteur 10 m et de longueur 7,966 m, sur appareils d'appuis ;
- ◆ les VSP pour piles doubles P3 et P4, de hauteur 10 m et de longueur 18,567 m, encastrés sur les têtes de piles (figure 6) ;
- ◆ le VSP pour pile simple P1, de hauteur 4 m et de longueur 7,966 m, sur appareils d'appuis.

Phasages de réalisation

VSP 5 et 2 :

- ◆ phase 1 : hourdis inférieur complet et amorces des âmes ;
- ◆ phase 2 : âme et entretoises ;
- ◆ phase 3 : hourdis supérieur.

VSP 3 et 4 :

- ◆ phase 1 : hourdis inférieur complet sur 18,567 m et amorces des âmes ;
- ◆ phases 2 et 3 : âmes et entretoises. Le bétonnage se fait par moitié sur la longueur avec récupération des panneaux intérieurs ;
- ◆ phases 4 et 5 : hourdis supérieur bétonné en deux plots sur la longueur.

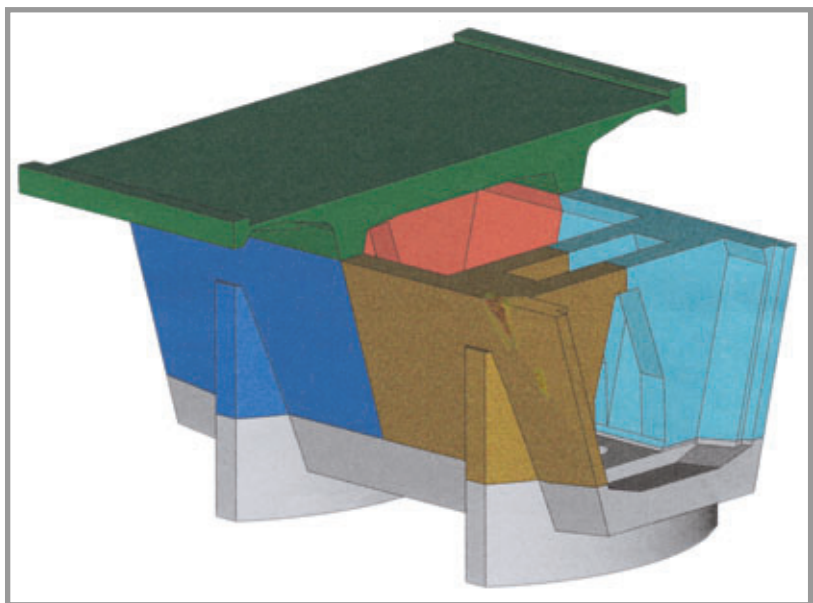
VSP 1 : bétonnage en deux phases :

- ◆ phase 1 : hourdis inférieur complet et amorces des âmes ;
- ◆ phase 2 : âmes et hourdis supérieur.

Outils coffrants

Les outils sont conçus pour réutilisation de certains éléments de coffrage entre VSP simples et doubles. Une plate-forme de supportage a été fabriquée pour

Figure 6
Voussoir sur pile double.
Phasage
Segment on double pier. Scheduling



Un outil coffrant est constitué de :

- ◆ un coffrage extérieur maintenu sur la hauteur par trois niveaux de cerces circulaires, et muni d'une passerelle de bétonnage en tête. Ce coffrage repose sur des pieds à vis sur la plate-forme extérieure ;
 - ◆ un coffrage intérieur constitué d'une cage métallique monobloc avec raidisseurs verticaux, munie de quatre clés de décoffrage dans les quatre panneaux et les bielles horizontales articulées derrière les clés et les panneaux et fixées sur la cage. Le décoffrage de l'ensemble se fait en un seul coup de grue.
- En phase de coffrage, la cage est posée sur le plateau à rochets, et sous le poids propre, les bielles plaquent le pied du coffrage contre le béton de la levée précédente ;
- ◆ une plate-forme de travail extérieure monobloc

les VSP des piles simples 1, 2 et 5 et une autre plate-forme pour les VSP des piles doubles 3 et 4. Chaque outil coffrant de VSP est composé principalement des éléments suivants :

- ◆ coffrages extérieurs métalliques (acier E24);
- ◆ coffrages intérieurs bois (contreplaqué filmé de 22 mm sur sapin);
- ◆ masques d'about pour arrêts béton;
- ◆ plate-forme métallique de supportage (acier E24; platelage en métal déployé);
- ◆ recette d'ascenseur.

Les voussoirs sur piles ont constitué le chemin critique principal du planning des travaux.

La moyenne des délais de réalisation des VSP simples a été de 14 semaines et celle de VSP des piles doubles a été de 19 semaines.

La réalisation du tablier - Les équipages mobiles

Les équipages mobiles

Deux paires d'équipages mobiles sont utilisées pour la réalisation des 208 voussoirs de fléau de longueur 3,533 m des quatre voussoirs de clavage de longueur 2,60 m et du voussoir d'essai.

Chaque équipage a un poids de 78 t (coffrages extérieurs + intérieurs + accessoires de lancement). Le poids du voussoir le plus lourd est de 218 t (soit un ratio de $78/218 = 0,358$).

Ces quatre équipages sont du type "par-dessous" c'est-à-dire que l'ensemble de la structure (coffrage extérieur en tôle de 5 mm des encorbellements + fond de moule + poutre transversale avant) repose sur deux poutres porteuses en treillis de longueur 10,50 m et de 2,50 m de hauteur. Ces poutres sont suspendues sous les encorbellements par 2 x 4 tiges de précontrainte de diamètre 45 mm (figure 7 et photo 3).

Afin de ne pas ramener d'efforts dans les encorbellements avant mise en œuvre de la précontrainte transversale, les tiges de suspente sont reprises par une poutre transversale dite de transfert qui ramène les efforts au droit des âmes du voussoir.

Avant le bétonnage, les tiges sont précontraintes à 100 t par côté pour limiter leur allongement sous le poids du béton frais.

Les voussoirs ont une hauteur variable de 9,80 m côté VSP à 4,00 m en clé.

Le fond de moule est suspendu aux poutres porteuses et réglé à chaque voussoir et des panneaux amovibles sont rajoutés au fur et à mesure que la largeur du hourdis inférieur augmente (6,00 m au VSP et 9,30 m en clé).

Compte tenu de la présence de la nervure sous le hourdis supérieur en partie avant de l'outil, ce dernier doit être décintré par des vérins sur une hauteur d'environ 900 mm avant avancé.

Après le bétonnage, dès que la résistance du béton atteint 25 MPa, deux câbles 27T15 S sont mis en tension.

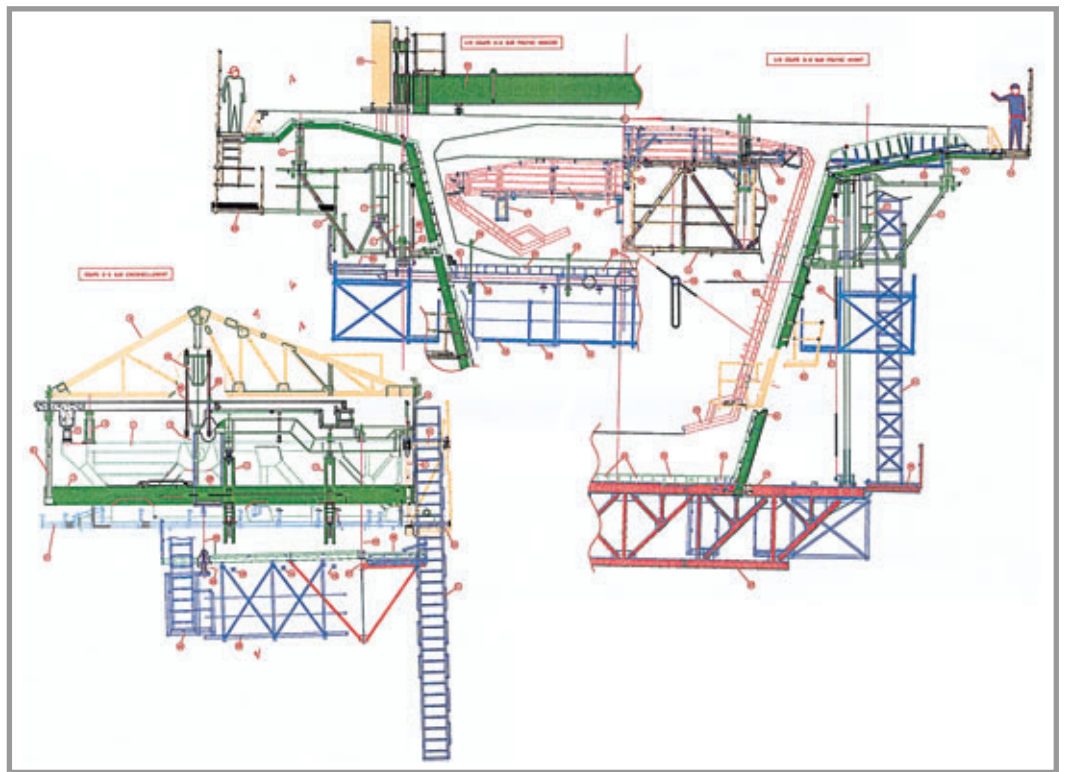


Figure 7
Equipages mobiles : principe
Mobile rigs : principe



Photo 3
Fléau n°5.
Equipages mobiles.
Encorbellements
Beam No. 5. Mobile
rigs. Cantilevering

© Chany Sari

L'avancement de l'outil se fait par la mise en place de deux poutres de lancement supérieures au-dessus du tablier en extrémité du dernier voussoir bétonné. Ces poutres sont liaisonnées à deux poutres de lancement inférieures elles-mêmes solidaires des poutres porteuses mais autorisant un mouvement relatif à la translation.

Une fois les poutres de lancement supérieures et inférieures fixées au béton par des tiges, la translation d'avancement se fait par deux vérins double-effet de course 1000 mm qui poussent les poutres porteuses sur les poutres de lancement inférieures. La faible longueur de 7,966 m de certains voussoirs sur pile nécessite un emboîtement des poutres porteuses des deux équipages lors du montage sur le VSP.

L'épaisseur des âmes est variable par paliers et

est obtenue par l'ajout ou le retrait de panneaux amovibles sur la voûte du coffrage intérieur en tôle de 4 mm.

Le coffrage intérieur repose sur trois poutres et sur un châssis (l'ensemble pèse 18 t). Les poutres sont fixées à l'arrière au béton et à l'avant sur la poutre transversale avant. Pour échapper la nervure intérieure, l'ensemble poutres + châssis + coffrage est décintré de 900 mm avant avancement. Le coffrage intérieur est muni de coffrages intégrés qui restent en place pour la réalisation des bosages de précontrainte d'éclisse.

Compte tenu de la longueur importante des fléaux, la grue à tour située près de la pile ne peut desservir l'équipage jusqu'en bout de fléau. Une grue mobile 35 t est donc montée sur le tablier pour la mise en place des cages d'armatures et la reprise des bennes de béton qui sont acheminées par une remorque tractée par un Manuscopic.

En fin de fléau, l'équipage peut réaliser suivant les cas les voussoirs de clavage. En raison de la place limitée sous le tablier et afin d'éviter de nouvelles créations de plates-formes, l'équipage est ensuite reculé jusqu'à la pile en fin de fléau au moyen d'un chariot de recul.

Ce chariot est une charpente métallique en C qui vient reprendre les poutres porteuses de la boîte par-dessus le béton des encorbellements.

Une fois à proximité de la pile, l'équipage est descendu par parties au moyen de palans pneumatiques à chaînes.

Le cycle moyen de production est d'une paire de voussoirs courants tous les 4 jours.

Les précontraintes mises en œuvre dans le tablier

Les fléaux des piles simples (P1, P2, P5) sont cloués provisoirement sur les piles par huit câbles 27T15S bouclés dans le chevêtre de pile et remontés jusqu'au-dessus du hourdis du VSP où ils sont ancrés. La précontrainte du fléau est réalisée par des câbles 27T15 S injectés au coulis de ciment (deux câbles ancrés à chaque voussoir courant sauf pour un voussoir) ; les potences de mise en tension sont intégrées aux équipages mobiles (photo 4).

La précontrainte transversale est assurée par 244 câbles 12T15 S injectés au coulis de ciment ; leur mise en tension et injection se fait à l'aide de passerelles spécifiques roulant sur le tablier avec un décalage arrière de cinq voussoirs par rapport aux équipages.

La précontrainte d'éclisse est réalisée par câbles 27T15 S ; elle est située dans le hourdis inférieur au droit des clavages (dix câbles par travée dont quatre pour la précontrainte additionnelle éventuelle).

La précontrainte intérieure de continuité est réalisée par des câbles 31T15 S (58 câbles) enfilés dans des gaines PEHD et injectés au coulis de ciment. Le tracé de ce câblage nécessitera deux clavages (un clavage sur VSC et un clavage sur VSP) avant d'autoriser la mise en place des superstructures et équipements.

Précontraintes des entretoises :

- ◆ sur piles : 13 câbles 19T15 S en partie inférieure des VSP 2 et 5 ;
- ◆ sur culées : 4 câbles 19T15 S.

Les études

Les dimensions de l'ouvrage ont nécessité des études spécifiques :

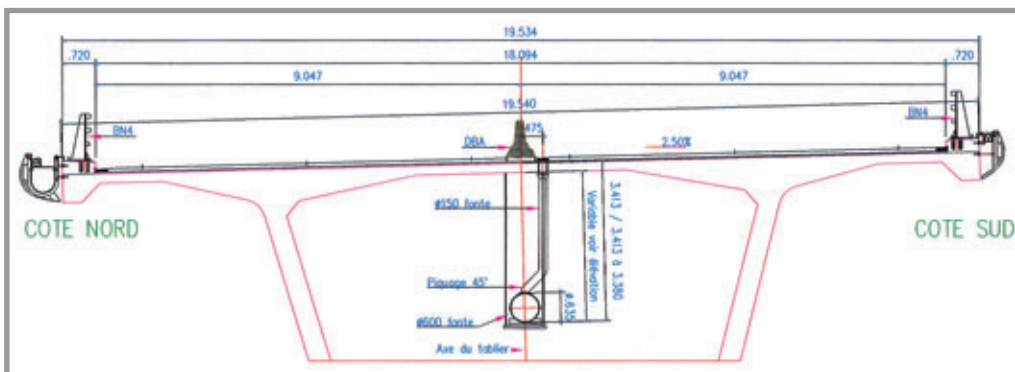
- ◆ calculs d'ensemble à partir de deux modèles spatiaux (logiciel ST1 du Setra pour l'entreprise, logiciel PCP du Setra pour le contrôleur extérieur) représentant les différents éléments de la structure, hormis les puits de fondation dont le comportement a été simulé par leurs matrices de raideur ;
- ◆ calculs des effets structuraux du retrait, du fluage et de la relaxation, menés jusqu'à 60 000 jours avec les lois de comportement du B.P.E.L., appliquées au béton à haute performance ;
- ◆ études au vent turbulent pour trois configurations différentes de l'ouvrage : étude de la construction des fûts de pile, étude des fléaux en fin de construction avant clavage en présence des équipages mobiles, étude de l'ouvrage en service ;
- ◆ étude de la stabilité en construction ;

Photo 4
Voussoir sur pile et précontrainte de fléau
Segment on pier and prestressing of the beam



© Chany Sari

Figure 8
Coupe transversale type sur collecteur Ø 600
Typical cross section of 600 mm dia. main drain



- ◆ vérification au flambement bi-axial des piles dans leurs configurations les plus critiques, et en particulier avant réalisation des voussoirs sur pile. Cette étude a été réalisée en utilisant la loi de Sargin, et en intégrant un défaut de verticalité et un défaut de rectitude dans les deux directions. Le couplage d'un calcul de structure et d'un calcul de section en béton armé a permis d'obtenir la convergence, gage de la stabilité élastique des pièces ;
- ◆ étude de l'embase des puits de pile double et de la diffusion des efforts entre fûts élémentaires et embase réalisée par modélisation aux éléments finis (ANSYS) ;
- ◆ flexion transversale étudiée par analyse aux éléments finis ;
- ◆ étude des réglages en construction intégrant les déformations verticales des piles dues à l'action des charges et du fluage, et leurs déformations horizontales dues à la courbure du tablier et à la longueur des fléaux.

■ LES ÉQUIPEMENTS DE L'OUVRAGE (figure 8)

L'ouvrage est en dévers constant dans la courbure (pente 2,5 %) et les eaux sont recueillies à la fois par un collecteur central en fonte de diamètre 600 mm et par une corniche caniveau en aluminium laqué.

L'étanchéité type B3A sera recouverte par les enrobés de chaussée (enrobés BBL + BBTM + caniveau asphalte).

Le tablier comprend également : une corniche simple en aluminium laqué, une DBA centrale, des barrières BN4 galvanisées peintes sur les deux rives. Les joints de chaussée ont des souffles de 500 et 600 mm.

Les appareils d'appui sur P1, P2, P5 sont du type appareils d'appui à pot injectables mono et multi-directionnels. Les deux appareils d'un même appui n'ont pas la même capacité du fait de la courbure en plan de l'ouvrage.

Les principales quantités mises en œuvre sont reportées sur le tableau II.

Tableau II
Les principales quantités mises en œuvre
Main quantities applied

	Débais	Béton	Aciers HA	Aciers HR
Plates-formes	75 000 m ³			
Puits marocains	3 700 m ³	3 000 m ³	200 t	
Semelles		4 000 m ³	350 t	
Piles		12 000 m ³	1 100 t	
Culées		1 400 m ³	100 t	
Tablier		17 500 m ³	2 500 t	1 000 t

ABSTRACT

A89 - The viaduct in the Tulle region

J.-J. Lacaze, D. Giacomelli, M. Duviard, V. Vesval, P. Charlon, Ch. Sandre

The viaduct in the Tulle region carries the Bordeaux/Clermont-Ferrand A89 motorway across the deep Corrèze Valley east of the town of Tulle.

This viaduct, of impressive characteristics, has a developed length of 854 m. The three main spans have developed lengths of 185, 191 and 185 m.

The highest piers rise 113 and 127 m above the natural ground and are doubled so that their silhouette can be refined ; they are built using shuttering rising at a rate of one 4-metre levee per day in two shifts.

The deck is built by cantilevering in mobile rigs. The construction completion time is 34 months and the contract is worth 32 million euros excluding VAT.

Its construction will be completed by the end of 2002.

RESUMEN ESPAÑOL

A 89 - El viaducto de la región de Tulle

J.-J. Lacaze, D. Giacomelli, M. Duviard, V. Vesbal, P. Charlon y Ch. Sandre

El viaducto de la región de Tulle permite a la autopista A 89 Burdeos/Clermont Ferrand salvar el valle profundo del río Corrèze por el este de la ciudad de Tulle.

Este viaducto, de características impresionantes, presenta una longitud desarrollada de 854 m. Sus tres tramos principales se desarrollan según longitudes respectivas de 185, 191 y 185 m.

Sus pilas de mayor altura se elevan hasta 113 y 127 m por encima del terreno natural y están separadas con objeto de obtener una mayor esbeltez de su silueta. Estas pilas se han construido por medio de un encofrado ascendente con una cadencia de cuatro metros de elevación por día, con dos turnos de trabajo.

Su tablero se ha construido en voladizo mediante equipos móviles. El plazo de construcción es de 34 meses y el importe del contrato de 32 millones de euros, no incluido el IVA. Su construcción se terminará a finales de 2002.

Le franchissement de la Dordogne à Souillac (Lot) sur l'A20

La démarche du maître

L'autoroute A20 est le maillon majeur de la liaison européenne Paris/Barcelone. De Brive à Montauban, elle traverse en direction nord/sud les hauteurs des Causses du Quercy interrompues par les vallées de la Dordogne et du Lot qu'elle franchit en viaducs, en points bas.

L'autoroute croise ainsi la Dordogne à fleur du sol au sud de Souillac, là où son lit vient épouser les falaises calcaires du cingle de Pinsac.

Le sous-sol de la vallée étant truffé de karsts et de cavités plus ou moins remplies d'argiles et de graves générant fréquemment des dolines spectaculaires, il a fallu enfouir les fondations dans un sous-sol consolidé jusqu'à 25 m de profondeur, sans affecter les eaux souterraines.

Cet ouvrage, qui devait initialement enjambrer uniquement le lit mineur de la rivière sur 300 m, a été prolongé sur le lit majeur de la Dordogne afin d'assurer la transparence hydraulique et de soustraire l'ouvrage aux dolines. Il est en conséquence devenu l'ouvrage exceptionnel le plus long de l'autoroute A20 avec 1 070 m ; il amorce avec légèreté une courbe au-dessus de la plaine agricole, s'élève au-dessus de la rivière et se referme dans la précieuse combe de la Dame.

Cette réalisation marque une nouvelle fois la volonté d'ASF de respecter le milieu naturel et de mettre en valeur nos paysages recomposés par le travail quotidien des paysans et la signature de nos ingénieurs.

Alain Robillard

DIRECTEUR GÉNÉRAL ADJOINT
CHARGÉ DE LA CONSTRUCTION
Autoroutes du Sud de la France

© O. Jacquet



LE FRANCHISSEMENT DE LA DORDOGNE : UN MILIEU TRÈS CONTRAINT

L'autoroute A20 dans sa partie lotoise, où elle est concédée à Autoroutes du Sud de la France, doit franchir la vallée de la Dordogne non loin de Souillac. La marge de manœuvre pour définir la bande de passage de l'ouvrage dans la vallée s'est avérée dès les premières études assez mince du fait du relief très contraignant des deux versants et du développement de l'urbanisation du village de Pinsac et du hameau de Terregaye (figure 1).

La bande de 300 m retenue au terme des études d'avant-projet sommaire par le ministère de l'Équipement des Transports et du Logement pour être mise à l'enquête publique a soulevé une forte opposition locale mettant en avant l'incompatibilité supposée de l'ouvrage avec le caractère résidentiel et touristique de ce méandre de la rivière, le maintien d'une agriculture dynamique et la préservation de la richesse des milieux naturels que constituent le lit, les berges et les îlots de la Dordogne.

Des observations identiques étaient formulées par le ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement.

Le projet déclaré d'utilité publique en 1994 comporte finalement une tranchée couverte de 400 m

pour protéger les secteurs bâtis et un viaduc de 420 m pour franchir le lit mineur de la rivière. Il est assorti, dans les engagements de l'Etat rendus publics et qui constituent la synthèse du cahier des charges du concessionnaire en matière d'environnement, de prescriptions particulières concernant le maintien du régime hydraulique, la protection des milieux naturels sensibles et diverses mesures compensatoires (photo 1).

Dès la publication de la DUP, ASF a, avec son maître d'œuvre Scetauroute, lancé des recueils de données pour préciser et compléter la carte des contraintes en matière d'environnement, d'agriculture, d'hydraulique et de géologie.

Les relevés effectués dans la zone d'intérêt écologique, faunistique et floristique (ZNIEFF) de Beausonne, sur la rive droite, ont confirmé la richesse de ce territoire, tout particulièrement pour l'avifaune avec des espèces protégées inféodées à la rivière comme l'hirondelle de rivage ou le petit gravelot. Cet espace est déjà menacé par une forte pression agricole.

La rivière elle-même et ses bras morts se sont révélés également très féconds : lors d'une pêche électrique réalisée en liaison avec le Conseil supérieur de la Pêche et l'Etablissement public interdépartemental pour la Dordogne (EPIDOR), de nombreuses espèces de poissons différents ont été recensées. La Dordogne fait de plus l'objet d'un

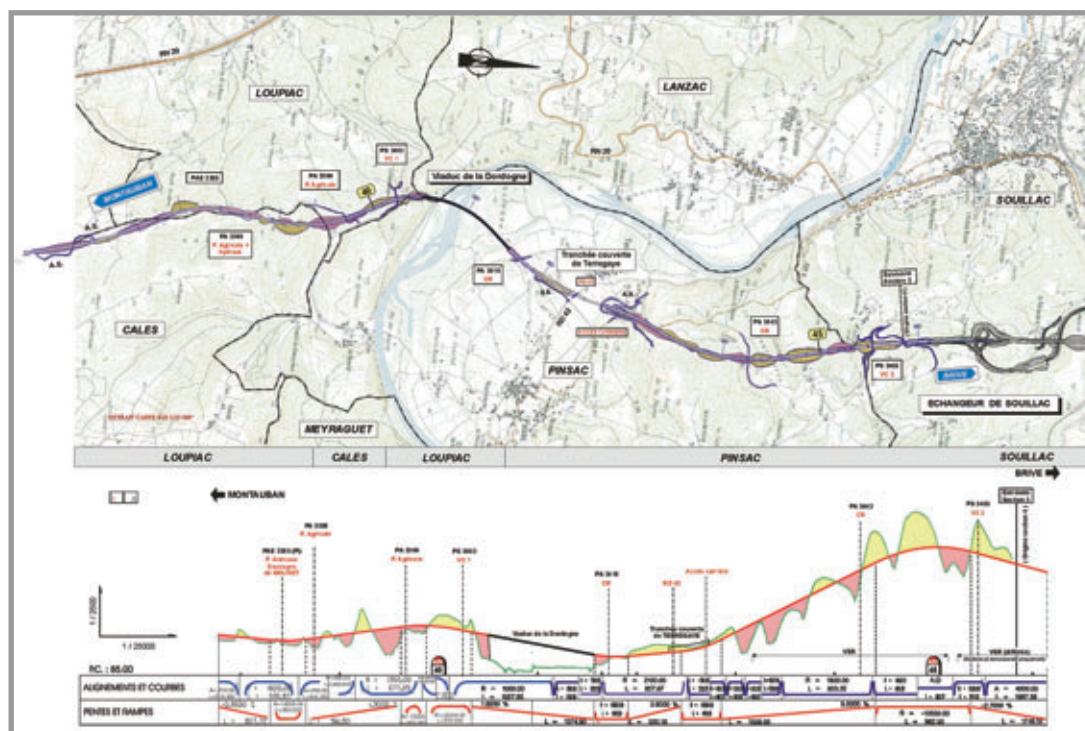


Figure 1
Carte de la section Cahors nord/
Souillac au 1/25000°

Map of the North Cahors/Souillac section
to scale 1:25000

vallée de la Dordogne

d'ouvrage

arrêté de biotopes pour les poissons migrateurs (saumon, alose); une frayère à aloses a d'ailleurs été repérée non loin du franchissement. Enfin, le versant sud de la vallée a été retenu au classement en zone Natura 2000 de l'Union européenne.

La pré-étude d'aménagement foncier menée avec la direction départementale de l'agriculture et de la forêt (DDAF) et la chambre d'agriculture a mis en évidence le morcellement extrême du parcellaire et le manque de terres disponibles dans la vallée. Ces éléments ont nourri la réflexion sur l'opportunité d'un remembrement (figure 2).

Les études hydrauliques confiées à Sogréah ont confirmé l'ouverture hydraulique initialement envisagée pour laisser passer la crue centennale sans conséquence pour les riverains et les cultures. Elles ont aussi mis en évidence, à travers la chronique cartographique du lit de la rivière sur plus d'un siècle, l'instabilité de celle-ci qui se traduit actuellement par une très forte érosion de la berge nord qui a reculé de près de 50 m en 4 ans.

Mais l'aspect le plus singulier de la vallée provient sans conteste de son sous-sol : la basse plaine est en effet affectée par des effondrements naturels quasi annuels, le plus souvent lors de la décrue, pouvant atteindre des dimensions importantes : 20 m par 10 m sur 2 à 3 m de profondeur pour un des plus récents et se déclencher sous l'action d'un simple forage ou du passage d'un engin. Ces effondrements sont la manifestation, à travers les 7 à 10 m d'alluvions, de la dislocation du toit du substratum sous l'action conjuguée de la karstification du calcaire et de l'hydrodynamisme puissant de la rivière. L'interface calcaire/alluvions s'est avérée particulièrement erratique et souvent en connexion avec des karsts sous-jacents très développés.

Malgré la multiplication des sondages, la représentation et la modélisation du comportement de ces milieux ont constitué la principale difficulté des études de l'ouvrage.

On le voit, le franchissement de la Dordogne par A20 rassemblait tous les ingrédients d'un projet à contraintes fortes et diversifiées.

■ ÉTUDES DÉTAILLÉES, CONCERTATION : L'ÉVOLUTION DU PROJET

Lors de la concertation locale préalable à la demande d'autorisation au titre de la loi du 3 janvier 1992, dite loi sur l'eau, les collectivités et les ac-

Gilles Calas

DIRECTEUR
D'OPÉRATIONS A20
Autoroutes du Sud de la France



© Nelly Bloya



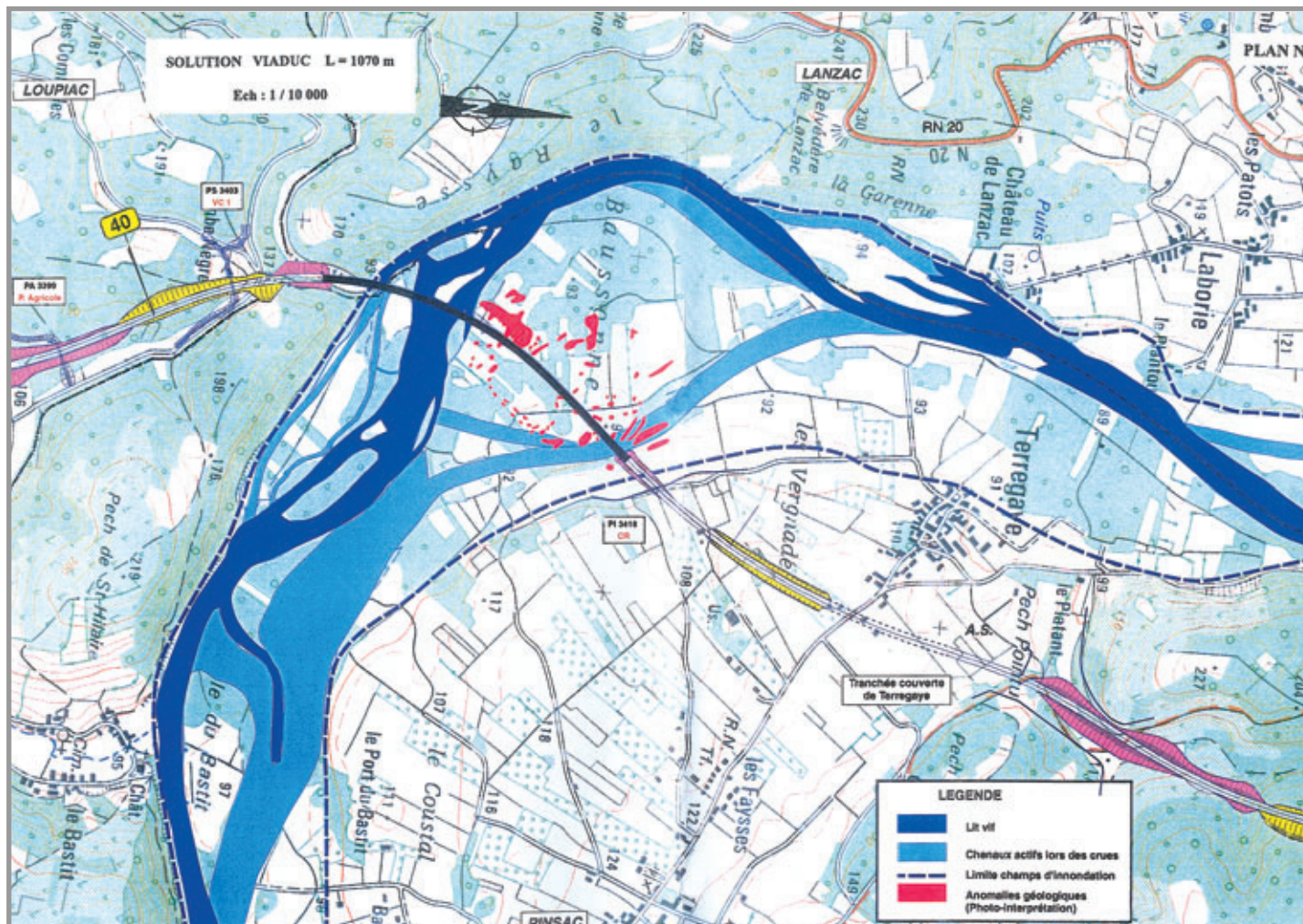
© Kachina Images

Photo 1
Dossier
"Engagements de l'Etat"
"State Commitments" file

Figure 2
Carte du parcellaire
Plot plan map



Figure 3
Carte du viaduc
de la Dordogne
au 1/10000°
Map
of the Dordogne
viaduct to scale
1:10000



teurs de la rivière ont demandé que la liberté de divagation de la Dordogne soit préservée comme le recommande la politique générale de gestion du cours d'eau. Ce souhait rejoignait la demande d'un prélèvement minimum sur les terres agricoles. De son côté, ASF qui avait engagé très en amont les études pour l'insertion de l'ouvrage dans le site par le biais d'un concours auprès d'une dizaine de cabinets d'architectes, a acquis rapidement la conviction que le franchissement de cette vallée majestueuse méritait un effort particulier tout en écartant toute volonté ostentatoire. L'échelle et la morphologie de la vallée militaient pour un viaduc d'une certaine ampleur offrant une grande transparence visuelle. Le tracé suit en effet pratiquement l'axe du cingle (méandre) de Pinsac; le profil de la vallée est ici très caractéristique : terrasse haute plus ou moins urbanisée et traversée en déblai par l'autoroute, terrasse basse très cultivée, basse plaine inondable, lit vif comprenant plusieurs bras venant se heurter à la falaise de la rive sud. Le profil ascendant de l'autoroute prend son appel sur la terrasse basse et, après plus d'un kilomètre, retouche terre dans une échancrure de la ligne de crête du versant sud. A l'évidence, ce geste nécessitait d'amples foulées. De plus, le galbe du tracé assez nerveux constitué en inflexion d'une clothoïde et d'une courbe prononcée de 1000 m de rayon ne pouvait être vraiment perçu par les utilisateurs de l'autoroute qu'avec un développé suffisant du viaduc.

Malgré un coût supérieur, c'est finalement un viaduc de 1070 m (figure 3) qui a été retenu par ASF pour franchir l'ensemble du lit majeur de la Dordogne.

Devant la difficulté inhabituelle des fondations de cet ouvrage et la sensibilité de son environnement, ASF a décidé de mettre en place des mesures particulières pour sécuriser les choix techniques et pour mieux contrôler le respect des contraintes environnementales.

■ LES GRANDS CHOIX TECHNIQUES

Le choix de la structure a été orienté par deux critères déterminants : architecture simple et transparente, optimisation des contraintes de fondations. Une fois écartées les solutions de type pont à haubans ou pont suspendu, trop présentes dans le paysage et sollicitant de façon inacceptable le substratum porteur très karstifié, le choix s'est porté sur une structure à tablier unique, à ossature mixte avec bipoutre de hauteur constante et pièces de pont, basée sur une travée courante de 80 m. Le parti architectural proposé par Charles Lavigne comporte également des chevêtres métalliques destinés à alléger l'ensemble tant au plan visuel que de celui du poids propre de l'ouvrage pour diminuer les sollicitations des fondations. Le maintien d'une travée constante de 80 m s'est

rapidement avéré difficilement conciliable avec l'extrême hétérogénéité du sous-sol. Le maître d'œuvre peinait à trouver des conditions de fondations acceptables pour toutes les piles à la fois, ASF a réorienté les études en admettant dans la zone la plus critique (milieu de la basse plaine) une rupture dans la régularité de la travure. Ainsi, dans ce secteur, les piles ont-elles été implantées en fonction de la cartographie du sous-sol obtenue par de très nombreux sondages. Structurellement, le viaduc est de la sorte constitué de deux ouvrages indépendants possédant une pile-culée double en commun. Cette disposition facilite également la dilatation du tablier en introduisant un joint supplémentaire.

La rupture de rythme sur les appuis P10 à P12 est soulignée par un dessin différent des piles se calquant sur celui de la pile double (photo 2).

Une fois figée l'implantation des piles, la difficulté suivante consistait à définir le mode de fondation, chacun des seize appuis apparaissant pratiquement comme un cas particulier du fait de la constitution du sous-sol.

Face aux enjeux en terme de pérennité de l'ouvrage, de coût et de délai d'exécution, ASF s'est entouré d'un groupe d'experts pour l'aider à valider et conforter les propositions du maître d'œuvre. Ce groupe était constitué de MM. Rat, Levy, Guerpillon et Vuilleumier.

Après discussion, les principes directeurs suivants ont été arrêtés pour la conception des fondations dans la partie la plus karstifiée :

- ◆ stabiliser les alluvions pour éviter des effondrements ultérieurs à proximité des fondations et pour sécuriser les plates-formes de travail ;
- ◆ traiter les cavités karstiques reconnues pour homogénéiser les caractéristiques du calcaire porteur et faciliter la mise en place des pieux ;
- ◆ répartir les risques dus à la présence toujours possible de karsts non identifiés.

Les alluvions ont été traités par jet grouting sur toute leur épaisseur sous la forme de colonnes jointives de 1, 2 m à 1,4 m de diamètre environ constituant un massif solidaire.

Après recherche par forages destructifs denses, les cavités karstiques ont été traitées également par jet grouting après remplissage ou substitution par injection de sable du matériau inconsistant en place. Cette technique permettait en effet de mieux s'assurer, par comparaison avec des injections solides par exemple, de la continuité du traitement dans les zones de contact (toit des cavités, interface calcaire/alluvions).

Le système de fondations à proprement parler est constitué d'un réseau dense de 24 mini-pieux par appui, s'ancrant à 25/30 m de profondeur dans le calcaire. Bien que technologiquement plus difficiles à réaliser, les mini-pieux ont été préférés aux pieux classiques, sauf pour les culées et les piles P2 à P5 situées dans un milieu plus favorable, car ils

permettaient une diffusion plus homogène des charges dans le massif. En outre, leur nombre élevé et légèrement surdimensionné autorisait la défection éventuelle de quelques mini-pieux sans préjudice pour l'ensemble.

Le schéma général ci-dessus a été adapté à la situation de chaque pile.

Le dispositif complet de fondation et sa réalisation ont été très largement décrits dans le n° 775 de mai 2001 de la revue *Travaux*. On pourra se reporter à cet article pour plus de détails (page 26).



Photo 2
Elévation
de l'ouvrage
Elevation view
of the structure

© Kachina Images

Pour caler les paramètres de réalisation du jet grouting et des mini-pieux, le maître d'ouvrage ASF a accepté sur proposition de Scetauroute que soit réalisé un chantier d'essai en vraie grandeur. Celui-ci, confié à l'entreprise Soletanche, a permis d'optimiser la consolidation des alluvions par jet grouting, qui s'est avéré particulièrement efficace, de mesurer toute la difficulté du traitement de l'interface calcaire/alluvions, de vérifier l'impossibilité de forer dans de tels milieux des mini-pieux inclinés, enfin, de mettre en lumière l'importance du remplissage préalable des cavités par du sable pour la pleine réussite du jet grouting.

■ UN VRAI DÉFI TECHNIQUE : LA RÉALISATION DE LA PILE P7

Pendant le chantier, la principale difficulté a concerné l'exécution de la pile P7. La semelle de cette pile en rivière est directement au contact du calcaire. Le niveau de karstification de ce dernier, sensiblement plus faible qu'ailleurs, avait orienté la réalisation des mini-pieux en recourant à l'Odex (chemisage du forage à l'avancement), sans traitement préalable des cavités.

Malgré de nombreux essais, l'entreprise Botte-Sade chargée des fondations n'a pas été en mesure de mener à bien le forage ou le scellement correct de la plupart des mini-pieux de cette pile. Devant ce constat, il a été décidé d'appliquer ici le même trai-

Photo 3
Palée provisoire
Temporary bent



© Kachina Images

Photo 4
Hissage chevêtre
Hoisting the header



© Kachina Images

Photo 5
Viaduc de la Dordogne
achevé
Completed Dordogne viaduct



© Kachina Images

tement préalable des karsts que sur les piles voisines. Toutefois, le retard pris sur cet appui obérait la fin du lançage de la charpente métallique, et donc les dernières phases de construction du viaduc, lui-même sur le chemin critique de l'ouverture à l'été 2001 de la section Cahors nord/Souillac d'A20 (46 km).

Pour ne pas compromettre cette ouverture, ASF a demandé au groupement Carillion TP/Nicoletti TP/Baudin-Chateauneuf titulaire du marché des propositions pour permettre l'achèvement du lançage de la charpente dans le planning prévu.

Après calculs et vérification du respect des tolérances, la solution retenue a consisté à lancer le bipoutre sur une palée provisoire, à démonter ensuite celle-ci, la charpente reposant alors sur deux piles espacées de 160 m, pour construire en sous-œuvre la pile définitive (photo 3).

Cette dernière phase était assez complexe puisqu'elle a nécessité notamment la remise en place, dans l'espace réduit du batardeau, de la palée provisoire pour vérifier la charpente puis hisser depuis celle-ci le chevêtre métallique de 88 t sur la tête de pile (photo 4).

Cette méthode assez inhabituelle s'est déroulée sans difficulté notable, la flèche obtenue lors de la suppression de la palée provisoire se révélant très voisine de celle ressortant des calculs.

Au bilan, le viaduc a pu être livré avec un retard limité à 20 jours, ce qui a permis la mise en service de l'autoroute le 13 juillet 2001 (photos 5 et 6).

■ LA PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT : UNE PRÉOCCUPATION CONSTANTE

Pendant toute la durée du chantier, ASF a mis en place un contrôle extérieur environnement confié au bureau Hydro-M pour vérifier la bonne applica-



© Kachina Images

Photo 6
Viaduc de la Dordogne achevé
Completed Dordogne viaduct

tion du Plan de respect de l'environnement établi par le groupement d'entreprises et assurer un audit permanent des conditions de réalisation des travaux sous cet angle.

L'attention portée par l'entreprise et le maître d'œuvre à cet aspect du chantier, conjuguée à l'action incitative du contrôle extérieur ont permis d'éviter, malgré la difficulté de certains travaux, les injections en particulier, toute atteinte au milieu naturel de la Dordogne.

Des mesures complémentaires visant à protéger par acquisition certains milieux intéressants soumis à la pression agricole ou à redynamiser les bras morts de la rive sud ont été définies avec la DIREN, la Mission inter-services de l'eau du Lot et l'Épidor. Elles sont en cours de mise en œuvre.

En conclusion, la construction du franchissement de la vallée de la Dordogne par A20 a été à bien des égards une entreprise assez exceptionnelle de par la difficulté technique du site, la sensibilité du milieu et les contraintes réglementaires applicables. La réussite est bien évidemment le fruit de la mobilisation de toutes les compétences des entreprises et du maître d'œuvre, et de la motivation des équipes de terrain. Elle n'aurait sans doute pas été tout à fait complète sans une forte implication du maître d'ouvrage.

A20 - Le viaduc de la Dordogne

La construction d'un ouvrage

Situé dans le département du Lot, ce viaduc permet à l'autoroute A20 le franchissement de la Dordogne et d'une partie de sa vallée. L'ouvrage courbe en quinze travées, conçu en ossature mixte bipoutre métal avec hourdis béton présente une largeur de 21,30 m et domine la vallée d'environ 20 m. Situé dans un contexte géologique karstique cet ouvrage a fait l'objet de techniques d'exécution de fondation spéciale. Bien que classique dans sa conception, son originalité réside dans ses méthodes de réalisation notamment pour les fûts de pile ou encore le bétonnage du tablier. Par ailleurs les retards conséquents à la découverte d'un sous-sol très difficile pour fonder l'ouvrage ont été comblés pour s'inscrire dans les délais par des méthodes d'exécution souvent très spectaculaires.



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

■ PRÉSENTATION GÉNÉRALE

La section concédée Montauban/Brive-La-Gaillarde de l'autoroute A20 s'inscrit dans un axe européen qui développera prochainement des liaisons entre l'Europe du Nord et la péninsule ibérique. Ce début du XXI^e siècle verra ainsi l'ouverture complète de l'axe européen Paris/Toulouse/Barcelone. L'intersection des autoroutes A20 Montauban/Brive et A89 Bordeaux/Clermont-Ferrand contribuera au désenclavement de la façade ouest du Massif

Central. Cet itinéraire sud-nord offrira une nouvelle alternative au traditionnel couloir rhodanien.

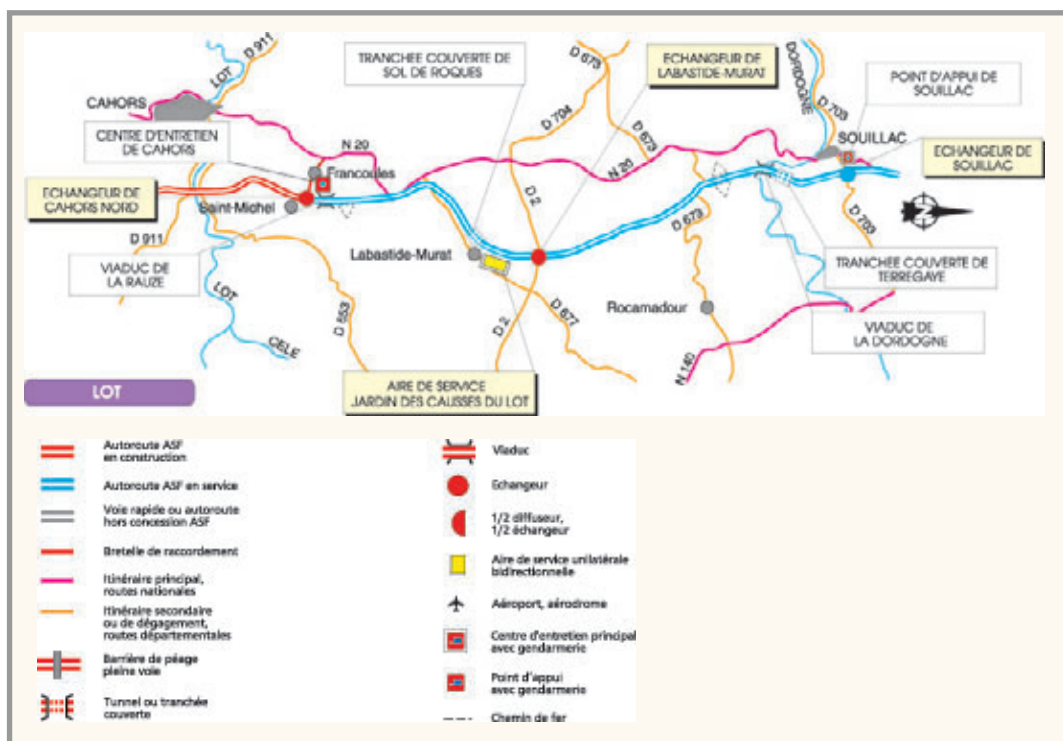
La construction des 130 km de l'A20 Montauban/Brive a été programmée en quatre sections mises en service au fur et à mesure de l'achèvement de leur réalisation :

- ◆ Montauban Nord/Cahors Sud = 40 km mis en service le 10 juillet 1998 ;
- ◆ Souillac/Brive = 22 km mis en service le 5 février 2001 ;
- ◆ Cahors Nord/Souillac = 46 km en 2001 mis en service le 13 juillet 2001 ;
- ◆ Cahors Sud/Cahors Nord = 22 km prévus fin 2003.

Pour les départements traversés ce tronçon d'autoroute devrait permettre un développement économique attendu en améliorant notamment les facilités de liaison avec la capitale régionale Toulouse et surtout avec l'aéroport international de Blagnac. Cet intérêt constitue un argument majeur pour de nouvelles implantations industrielles. Sur le plan touristique l'A20 apportera une amélioration indéniable pour le développement du tourisme de proximité notamment pour les séjours de courtes durées.

Déjà les tronçons ouverts à la circulation enregistrent un trafic supérieur aux prévisions de l'ordre de 20 %. Tout laisse penser que la fin des travaux annoncée pour 2003, permettra à l'ensemble des départements desservis de bénéficier de nouveaux avantages liés à la présence d'une telle infrastructure. Pour les départements de la Corrèze, du Lot et du Tarn-et-Garonne, ces cinq dernières années auront été marquées par l'un des plus gros chantiers de France.

Figure 1
Plan de situation
Location drawing



■ LE VIADUC DE LA DORDOGNE

Le viaduc de la Dordogne est situé sur la commune de Pinsac dans le département du Lot. Il permet à l'A20 de franchir la Dordogne et une partie de sa vallée. Sa conception architecturale et technique a nécessité une longueur totale de tablier de 1070 m permettant ainsi d'allonger en rive droite la portée de l'ouvrage au-delà du lit majeur de la rivière franchie. La Dordogne conserve ainsi toute sa liberté de divagation et son régime hydraulique restera le moins perturbé possible.

Le choix d'un mono-tablier en ossature mixte reposant sur des piles uniques s'imposait pour réduire au maximum l'intensité de la descente des charges au niveau des appuis et leur emprise au

Dordogne exceptionnel

sol. Cet impératif technique étant justifié par la présence sur l'ensemble du site d'une géologie constituée d'un substratum calcaire très affecté par un phénomène de karstification. Ce choix aura permis à l'architecte d'offrir à l'ouvrage une légèreté d'ensemble offrant une intégration dans le site en fond de vallée à la fois discrète et très réussie (figure 1 et photo 1).

■ LES CONTRAINTES ÉCOLOGIQUES

Le cingle (méandre) de Pinsac est classé en zone de conservation au niveau européen (Natura 2000). Cette vallée favorable au développement de la faune met en évidence la richesse et la diversité des peuplements d'oiseaux. Les bras morts de la Dordogne sont classés en zone verte dans le schéma directeur d'aménagement et de gestion des eaux du bassin Adour Garonne. Le cours d'eau de la rivière fait l'objet d'un arrêté de biotope pour protéger les frayères à saumons et aloses. Pendant toute la période de réalisation des travaux, des mesures spécifiques ont été prises pour éviter toute pollution ou dégradation inutile de la rivière et de ses berges :

- ◆ limitation des déboisements au strict nécessaire;
- ◆ calage précis et dimensionnement réduit des pistes de chantier du fond de vallée (pistes à sens unique) de manière à éviter les secteurs les plus sensibles et limiter les emprises au sol;
- ◆ interdiction de travaux lourds en rivière entre le 15 mai et le 15 juillet pour limiter les dérangements de la faune piscicole au moment des frayères.

■ LES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Les principales caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

- ◆ en plan de C1 vers C16 :
 - rayon de courbure circulaire de 1 000 m sur une longueur d'application de 663,285 m,
 - clothoïde A = 500 sur une longueur d'application de 250 m,
 - clothoïde A = 700 inverse à la courbure précédente sur une longueur d'application de 157,195 m;
- ◆ pente selon le profil en long unique de 1,85 %;
- ◆ largeur du tablier = 21,300 m;
- ◆ largeur roulable = 19,260 m;

- ◆ 14 piles de hauteurs variables de 11,660 m pour P14 à 27,760 m pour P3;
- ◆ 15 travées dont portée maximale égale à 80 m;
- ◆ dévers unique de 4,3 % dans la partie en raccordement circulaire et profil en travers en toit pour la partie en clothoïde (figures 2, 3 et 4).

■ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Les fondations

La vallée de la Dordogne présente sur le plan géologique un sous-sol très hétérogène. Dans la plaine alluviale la roche porteuse est recouverte sur une épaisseur de 8 à 10 m par une couche de sédiments en matériaux meubles (limons, sable, et graviers). Par ailleurs, "le plancher" rocheux calcaire très fortement altéré par endroit par un phénomène de karstification est littéralement truffé de failles et de cavités.

Après plusieurs campagnes de sondage notamment en des points précis relatifs aux zones d'implantations des appuis, les études ont pu préconiser les solutions à mettre en œuvre pour fonder l'ouvrage dans les meilleures conditions et limiter ainsi les risques d'instabilités.

On retrouve trois types de procédé constructif pour les fondations :

- ◆ sous P2/P4/P5/P9/P12 : semelles fondées sur pieux tubé en béton armé \varnothing 1 600 ou 1 800. Les

Thierry Mangold

DIRECTEUR DE TRAVAUX
Carillion BTP Nicoletti



Christophe Brignolles

CONDUCTEUR
DE TRAVAUX
Carillion BTP Nicoletti



Benoît Chanudet

INGÉNIEUR D'AFFAIRES
Baudin Chateaufort



Eric Marchisone

CHEF DE TRAVAUX
Lycée Andreossy (Castelnaudary)



Jean-Marc Castel

PROFESSEUR
DE GÉNIE CIVIL
Lycée Andreossy (Castelnaudary)



Figure 2
Vue en plan
Plan view



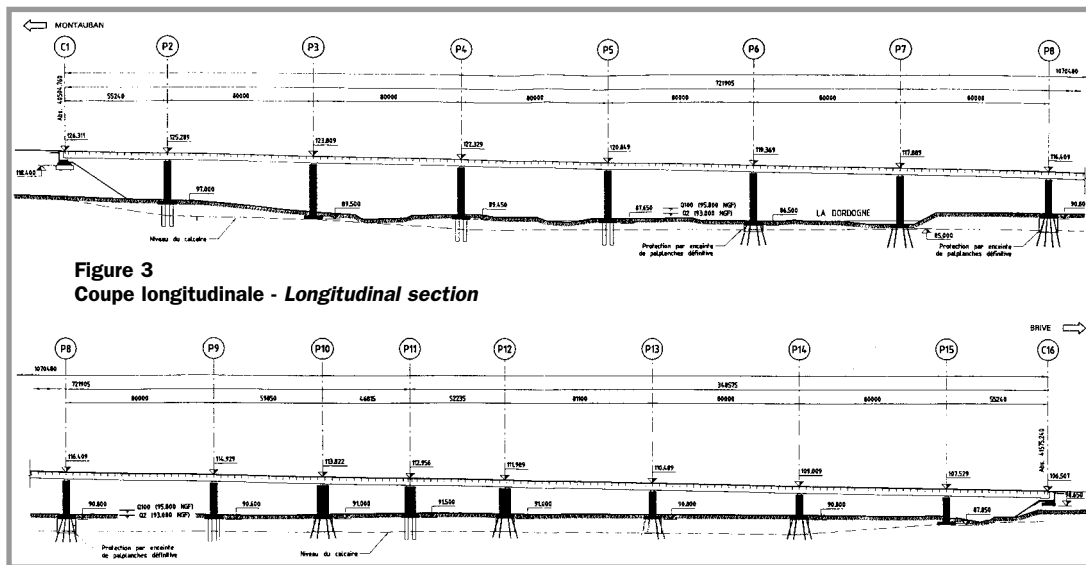


Figure 3
Coupe longitudinale - Longitudinal section

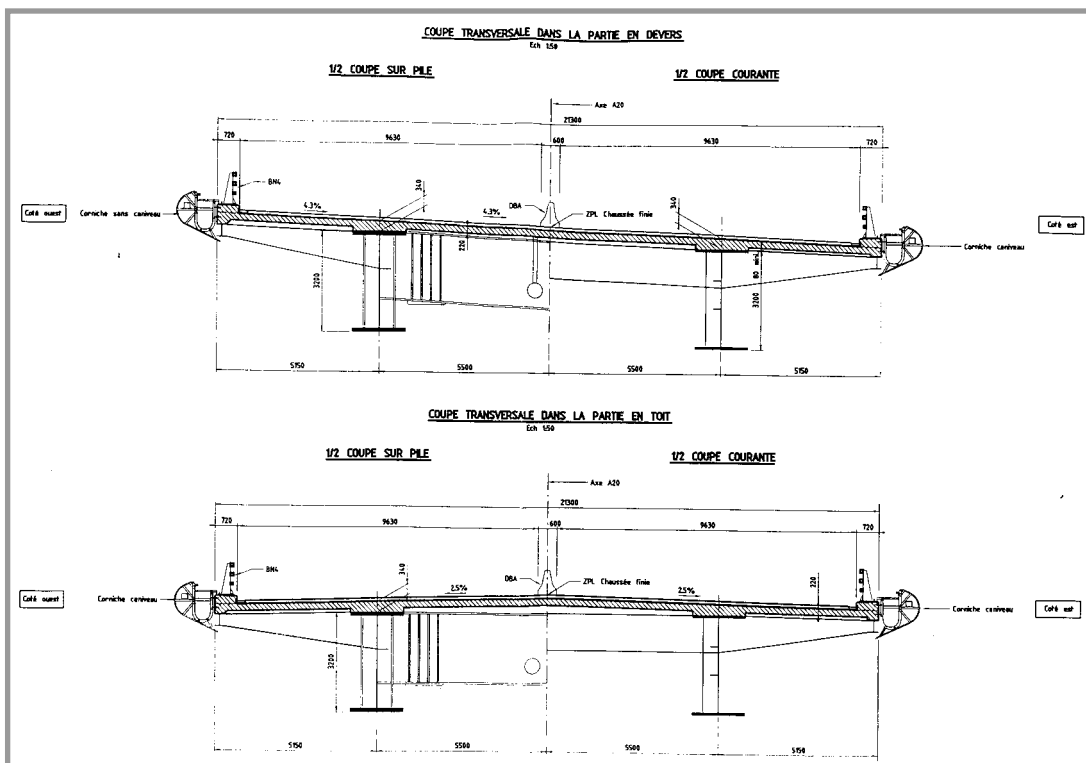


Figure 4
Coupe transversale
Cross section

reconnaisances ayant montré une forte épaisseur d'alluvions sous les appuis mais un substratum présentant peu d'anomalies significatives ;

- ◆ sous P3 et P15 : l'épaisseur alluvionnaire étant faible la semelle de fondation a pu être descendue au rocher en ayant au préalable réalisé une assise par le biais d'un massif en gros béton ;
- ◆ sous P6/P7/P8/P10/P12/P13/P14 : la présence d'une forte épaisseur alluvionnaire et d'un substratum très altéré par des karsts a engendré la réalisation de fondations spéciales par l'application de trois techniques :
 - jet grouting dans l'épaisseur totale des alluvions (si existantes) pour assurer leur consolidation,
 - jet grouting dans les karsts au travers des alluvions traitées, l'opération ayant pour but essentiel de réaliser des "colonnes supports" pour obtenir le report des charges en profondeur,
 - réalisation de mini-pieux \varnothing 450 au nombre de 24

par pile armés d'un tube armature et injectés d'un coulis de ciment. Leur forte densité assure une meilleure répartition des efforts au massif et limite les risques dus à la présence de cavités éventuellement encore existantes.

Nota : les deux piles P6 et P7 situées dans le lit majeur de la Dordogne sont susceptibles à long terme de déchaussement. Elles ont fait l'objet d'une protection par enceinte de palplanches définitives (batardeaux ayant servi au préalable à leur réalisation).

Les piles

Elles sont constituées d'un fût de forme ovoïde en béton armé de section constante sur toute leur hauteur. Leur parement vu comporte tous les trois mètres un bandeau décoratif architectural en gravillons lavés. La présence de ce parement a engendré dès l'appel d'offres la nécessité d'avoir recours à la technique de construction par coques préfabriquées faisant office de coffrage. De par la hauteur modeste des appuis le levage de ces éléments était tout à fait envisageable. La méthode classique d'un coffrage grim pant n'aurait pas permis le traitement de cette option architecturale de façon aussi régulière et rigoureuse. Toujours dans le souci esthétique définitif les premières coques en appui sur les semelles ont une hauteur variable, les autres correspondant à une levée courante sont identiques pour une hauteur de 3,50 m. Les piles sont fondées sur des sommiers de section rectangulaire (10 m x 10 m pour les piles simple fût) et d'épaisseur égale à 2,00 m.

L'appui P11 correspond à la ligne d'appareils d'appui fixes de l'ouvrage. Celui-ci est en conséquence fortement sollicité en tête par des efforts tangentiels importants engendrant des moments de flexion plus conséquents nécessitant d'adopter une géométrie double fût. Pour des raisons alors simplement architecturales les piles voisines P10 et P12 adoptent la même géométrie.

Dans la continuité des fûts de piles, deux coques préfabriquées de forme identique viennent masquer les chevêtres. Elles sont liaisonnées aux têtes de piles par l'intermédiaire d'un clavetage avec des aciers en attente mis en place lors de la dernière levée (figure 5).

Les chevêtres en tête de piles *

Outre ses dimensions impressionnantes et ses fondations compliquées en raison du terrain karstique, cet ouvrage présente une originalité peu courante : les têtes de piles sont équipées de chevêtres métalliques.

* Cette partie a été rédigée par Benoît Chanudet (Baudin Chateaufort)

Pourquoi des chevêtres métalliques ?

En fait, c'est un choix architectural qui a motivé au départ une orientation vers des chevêtres métalliques. Les qualités de légèreté, de finesse et de résistance du métal ont été retenues pour les chevêtres des piles et pour un tablier unique en ossature mixte.

A la suite, les ingénieurs à l'origine de la conception technique de cet ouvrage, qui appréhendaient les difficultés pour effectuer des fondations dans un terrain calcaire attaqué par les infiltrations d'eau souterraine de la rivière, ont validé ce choix.

En effet, il était légitime de penser que la concentration de la descente de charges du tablier dans un fût de pile unique au niveau de chaque appui a permis de limiter le risque de rencontrer des incidents karstiques durant l'exécution des fondations. Un ouvrage à deux tabliers comme le viaduc de Blazy situé à 5 km vers le nord, aurait, dans ce cas précis, vraisemblablement multiplié les probabilités de retard et de surcoût.

Définition des chevêtres métalliques

Les chevêtres métalliques sont des pièces relativement complexes, lourdes et encombrantes mais qui présentent sur cet ouvrage un caractère répétitif.

Chiffres clés :

- quantités : quinze chevêtres courants et deux chevêtres spéciaux,
- poids unitaire : 83 tonnes ;
- encombrement : 15,50 m x 5 m x 1,80 m.

Il fut décidé de prendre les dispositions générales suivantes :

- ◆ fabrication à 100 % en atelier afin d'éviter tous travaux de reconstitution et de soudage sur le chantier, ce qui a permis d'appliquer la totalité du système anticorrosion en atelier ;
- ◆ transport des éléments par convoi exceptionnel depuis l'usine de Châteauneuf-sur-Loire dans le Loiret jusqu'au chantier, soit 17 convois de largeur 5 m transitant par Gien, Clermont-Ferrand, Brive-la-Gaillarde, puis Souillac (photo 2) ;
- ◆ positionnement du convoi et de deux grues treillis de capacité 130 t pour prendre en charge le colis à l'arrivée, à l'aide d'oreilles de levage boulonnées. Le chevêtre est aussitôt hissé à sa position définitive puis ancré dans le fût béton par l'intermédiaire de barres de précontrainte Macalloy ;
- ◆ les deux piles en rivière ont fait l'objet d'une procédure de montage à l'aide d'une chèvre de hissage, l'accès des grues n'étant pas envisageable.

Fabrication des chevêtres en atelier

Les études d'exécution réalisées par Baudin Châteauneuf ont débouché sur la fabrication d'un caisson parfaitement étanche, équipé de raidisseurs intérieurs soudés dont six d'entre eux devaient traverser les deux âmes d'épaisseur 40 mm dans des échancrures préalablement oxycoupées et avec les

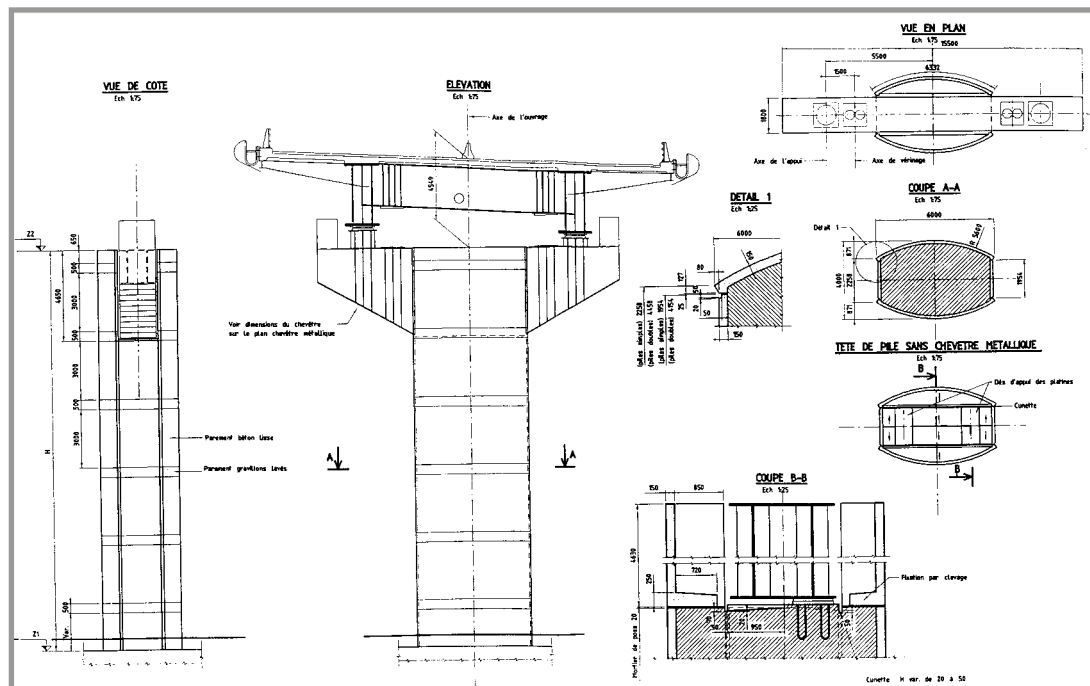


Figure 5
Définition des appuis
Specification of supports



Photo 2
Chargement d'un chevêtre pour expédition
Loading a header for shipment

© Baudin Châteauneuf

tolérances imposées par les normes en vigueur. Il fut donc nécessaire au préalable d'établir un mode opératoire d'atelier précisant très exactement l'ordre dans lequel devait être effectuée chaque opération de débit, d'assemblage et de soudage de chacune des tôles.

Toutes les phases de manutention, aussi bien en usine que sur chantier, furent étudiées au bureau d'études pour définir le matériel adapté, les points de préhension dans chaque phase intermédiaire et la résistance de chaque sous-ensemble.

Les tôles furent approvisionnées depuis les forges de Dunkerque par train ou convoi routier. La dimension exceptionnelle de ces chevêtres est illustrée par l'impossibilité d'approvisionner une seule tôle pour chaque âme et a donc nécessité un joint soudé bout à bout pour les rabouter en atelier.

Après les opérations de débit par oxycoupage, les tôles sont pré-assemblées sur des gabarits pour le forgeage des semelles et pour le positionnement des raidisseurs. Trois sous-ensembles sont ainsi reconstitués :

- ◆ semelle inférieure avec les raidisseurs intérieurs au caisson ;
- ◆ semelle supérieure forgée avec platines d'appui ;
- ◆ les tabourets d'appui.

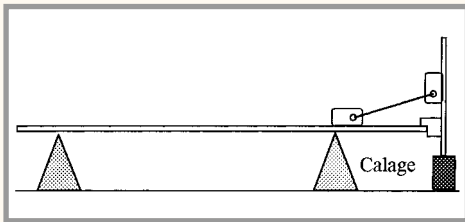


Figure 6a
Positionnement de la semelle inférieure sur la première âme
Positioning of the lower flange on the first web

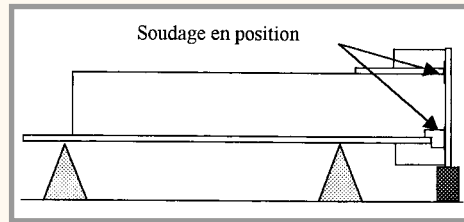


Figure 6b
Soudage des raidisseurs sur la semelle
Welding of stiffeners on the flange

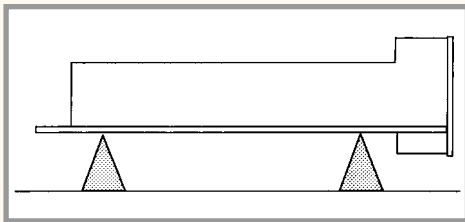


Figure 6c
Encastrement de l'ensemble semelles/raidisseurs sur l'âme
Fitting of the flange/stiffener assembly on the web

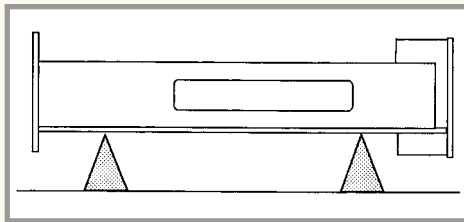


Figure 6d
Positionnement et soudage de la semelle supérieure
Positioning and welding of the upper flange

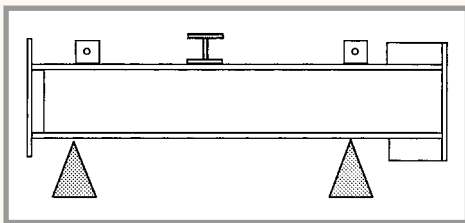


Figure 6e
Positionnement et soudage de la seconde âme
Positioning and welding of the second web

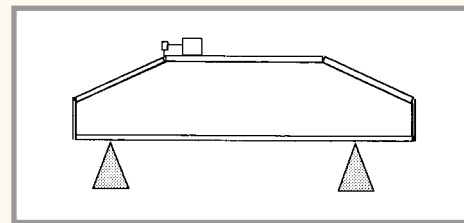


Figure 6f
Soudage bout à bout de la semelle inférieure sur les semelles obliques après retournement
Butt welding of the lower flange on the oblique flanges after turning over

Photo 3
Assemblage d'une âme sur la semelle inférieure
Assembly of a web on the lower flange



© Baudin Châteauneuf



L'assemblage définitif est ensuite entrepris dans l'ordre suivant :

1. Calage d'une âme à plat puis positionnement de la semelle inférieure légèrement en retrait (figure 6a et photo 3);
2. Soudage des raidisseurs traversant sur cette semelle au droit de l'âme (figure 6b) puis insertion de tout en l'encastrant à fond dans les entailles (fi-

gure 6c). Compte tenu des tolérances de fabrication des forges, il s'avère indispensable d'utiliser des *pull-lifts* et vérins. Réalisation des soudures sur la semelle inférieure ;

3. Retournement et positionnement du sous-ensemble semelle supérieure sur la première âme et pointage suivant les tracés (figure 6d) ;
4. Soudage complet des raidisseurs sur l'âme ;
5. Mise en place de l'âme arrière (figure 6e) ;
6. Pointage de semelles latérales ;
7. Soudage de la première âme sur la semelle supérieure et réalisation des soudures extérieures avec les raidisseurs traversantes ;
8. Contrôle des contre-flèches pour usinage des sous-ensembles tabourets ;
9. Retournement complet du chevêtre (photo 4) ;
10. Soudage de la seconde âme sur la semelle supérieure (cf. 7) ;
11. Pointage et soudage des tôles de fermeture après exécution des contrôles qui nécessitent l'accès dans le caisson (photo 5) ;
12. Retournement de 90° pour réaliser les bouts à bouts de semelle inférieure sur semelles obliques (figure 6f) ;
13. Retournement sur vireurs pour placer le chevêtre en position définitive ;
14. Après usinage des tabourets aux cotes relevées soudage sur le chevêtre ;
15. Contrôles puis sablage et mise en peinture (photo 6).

Quelques chiffres

Trois bancs d'assemblage ont été mis en œuvre dans l'atelier pour respecter les délais. Les dix-sept chevêtres représentent 12 000 heures de travail en atelier à Châteauneuf-sur-Loire. Ils ont été exécutés sur une période de 8 mois. Pour le viaduc de la Dordogne, le choix de chevêtres métalliques a été dicté par des critères essentiellement esthétiques. Mais au-delà de cet avantage architectural, l'utilisation de l'acier a démontré ses atouts techniques de légèreté, de résistance et devrait à l'avenir inspirer les concepteurs de ponts mixtes par sa fonctionnalité (photo 7) et ses possibilités d'adaptation dans le cadre d'autres procédés industriels.

La charpente du tablier

Du type bipoutre mixte, l'ossature du tablier comporte deux poutres métalliques reconstituées de hauteur constante égale à 3,20 m espacées de 11,00 m entre axes des âmes. Pour assurer leur contreventement transversal, elles sont entretoisées par des pièces de pont en PRS tous les 3,80 m, de hauteur égale à 2,20 m sur appuis et 1,20 m en partie courante.

Les larges encorbellements latéraux de la dalle supérieure du tablier sont soutenus dans le prolongement des pièces de poutre par des consoles à

inertie variable d'une longueur de 5,15 m. Elles sont contreventées longitudinalement par un longeron métallique en forme de I soudé à leur extrémité.

L'ensemble représente un poids total de 6500 t.

Le hourdis

La dalle en béton armé recevant la chaussée est constituée d'un béton B35. Elle présente une épaisseur constante de 22 cm en partie courante et de 34 cm dans les zones d'appuis sur les semelles supérieures des pièces de pont.

Des goussets dans la dalle permettent cette variation d'épaisseur.

La connexion à l'ossature métallique est assurée en tout point d'appui par des goujons connecteurs de type Nelson Ø 22 x 225 mm.

■ L'ORGANISATION GÉNÉRALE DU CHANTIER ET MÉTHODES D'EXÉCUTION

Carillion BTP a mis en place ses installations générales à proximité de l'accès au chantier depuis la RD43 à Pinsac, au nord du viaduc.

Les fondations

L'exécution des fondations spéciales de cet ouvrage a déjà fait l'objet d'un article dans la revue *Travaux* n° 775 (page 26). Le lecteur pourra s'y référer et découvrir le détail du déroulement des travaux présentés par les spécialistes du chantier.

Les piles

Dès l'appel d'offres les pièces écrites du marché demandaient de limiter au maximum l'utilisation de tiges traversantes au travers des fûts de pile. Le traitement par réagrégage des trous de passage de ces éléments de serrage est toujours très difficile à traiter au niveau esthétique notamment sur des éléments préfabriqués. Le nombre d'appuis, leur géométrie transversale imposante, et les rendements à tenir pour s'inscrire dans les délais (de l'ordre d'une levée par jour) ont conduit l'entreprise mandataire à concevoir en relation avec la société Semi un outil de pose adapté à la géométrie des fûts. Ce choix s'est par ailleurs justifié en terme de sécurité pour le personnel d'exécution vis-à-vis des rendements obtenus.

Cet outil de pose des coques préfabriquées se composait en six éléments solidaires :

- ◆ six poutres treillis contreventées entre elles constituaient la rigidité d'ensemble de l'outil selon la verticalité ;
- ◆ une passerelle de travail supérieure était liaisonnée sur ces poutres treillis ;



Photo 4
Retournement d'un chevêtre à l'aide de ponts roulants
Turning over a header with overhead travelling cranes



Photo 5
Chevêtres en cours de finition. Les tôles de fermeture ont été soudées sur celui qui est au premier plan
Headers undergoing finishing. The cover plates were welded on the header in the foreground



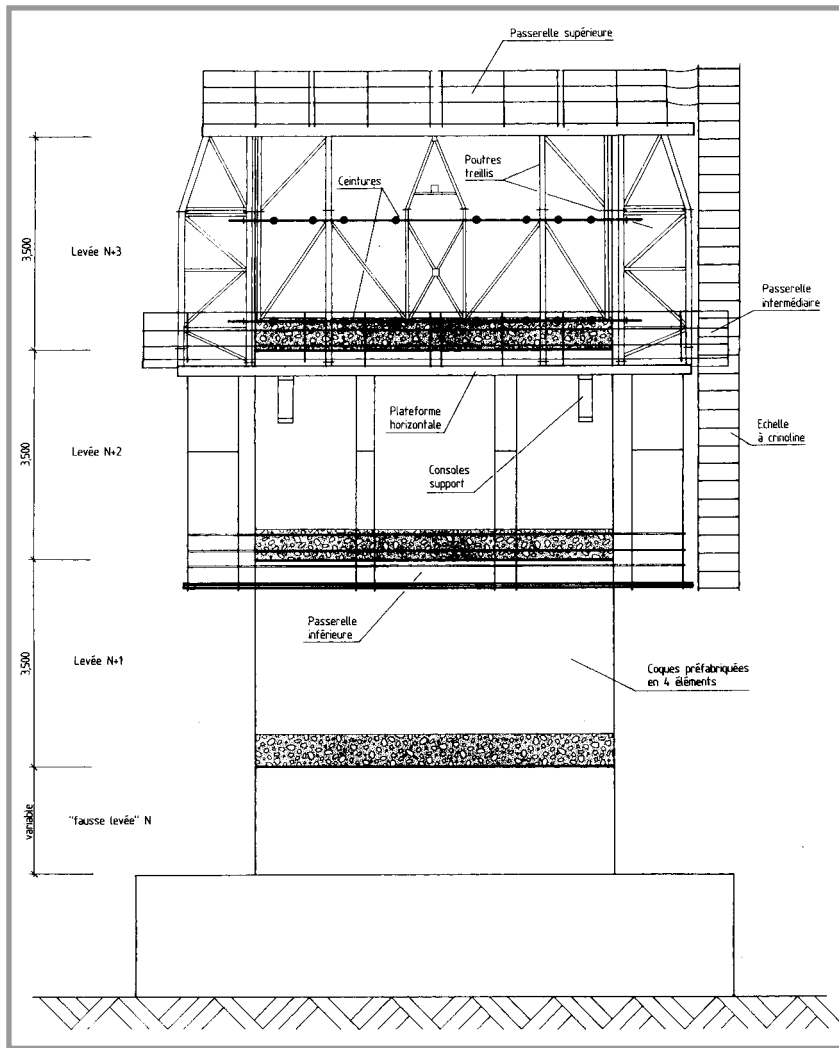
Photo 6
Chevêtre terminé
Completed header



Photo 7
Vue des piles terminées avec l'ossature du tablier en cours de lancement
View of the completed piers with the deck frame being launched

◆ une plate-forme fixée aux poutres treillis assurerait la rigidité horizontale. Pour être en appui celle-ci reposait sur quatre consoles "à rochets" ancrées dans les coques au moyen d'ancrage Artéon. Pour permettre les déplacements le long du fût de pile pour une levée successive elle était équipée de

Figure 7
Définition
schématique
de l'outil de pose
*Schematic
specification
of the placing tool*



- ▶ huit galets de roulement évitant ainsi les éventuelles épaufrures;
 - ◆ une passerelle de travail intermédiaire reposait sur cette plate-forme;
 - ◆ une passerelle de travail inférieure était suspendue par des jeux d'élinguettes à la plate-forme horizontale;
 - ◆ deux ceintures horizontales liaisonnées aux poutres treillis ceinturaient les fûts de piles. Sur ces éléments qui complétaient le contreventement d'ensemble étaient positionnés les vérins mécaniques de réglage rayonnants autour de la forme des piles.
- Un palonnier de manutention équipé d'un jeu de poulie à ses extrémités permettait les manutentions en quatre points d'ancrage pour un déplacement vertical de l'ensemble de l'outil. De part sa légèreté, la structure de l'outil était particulièrement souple. Une opération de manutention classique par un jeu d'élingues quatre brins inclinées aurait pu engendrer des efforts tangentiels vulnérables pouvant occasionner des déformations d'ensemble non compatibles avec sa nécessité d'utilisation répétitive.
- Un seul outil de pose avait été fabriqué pour l'ensemble de la réalisation des appuis. Il était donc nécessaire de pouvoir l'utiliser pour la réalisation des piles P10, P11 et P12 qui adoptaient une géométrie double fût. Pour satisfaire l'adaptation à cet-

te géométrie différente l'outil de pose était raboté symétriquement par deux éléments supplémentaires dans la partie droite correspondant à la variation de section.

Le mode opératoire général d'une levée courante peut se décrire ainsi :

1. Repiquage ou raboutage de la reprise de bétonnage puis nettoyage;
 2. Mise en place du palonnier à la grue en appui sur la levée n-1;
 3. Rétraction des vérins de réglage et accrochage des quatre câbles du palonnier;
 4. Mise en place d'un jeu de consoles à rochets en tête des coques de la levée n-1;
 5. Contrôle de la résistance requise (soit 10 MPa) nécessaire à la reprise du poids de l'outil par le béton de la levée n-1;
 6. Translation de l'outil de pose à l'aide du palonnier associé à un engin de levage jusqu'au niveau de la levée n;
 7. Décrochage du palonnier et évacuation à l'aide d'un engin de levage;
 8. Pose de la cage d'armature de la levée n;
 9. Mise en place d'un joint mousse en tête des coques de la levée n-1 sur toute la périphérie;
 10. Pose des deux coques planes puis réglage de leur verticalité à l'aide des vérins de réglage;
 11. Pose des deux coques courbes puis réglage de leur verticalité à l'aide des vérins de réglage;
 12. Mise en place des joints gonflables Satujo (étanchéité des joints verticaux);
 13. Réglage fin en verticalité et alignement des quatre coques entre elles aux angles. Contrôle topographique;
 14. Gonflage des joints Satujo (pression 3 à 4 bars);
 15. Mise en place des inserts et accessoires (cônes Artéon, tiges...);
 16. Bétonnage à la cadence de l'ordre de 15 m³/h et vibration électrique à l'aide de trois aiguilles Ø 70 mm;
 17. Réagrégage à l'aide de cône béton de rebouchage des empreintes des cônes de reprise de la levée n. Cette opération s'effectuait depuis la passerelle inférieure suspendue.
- Pour la première levée (de hauteur variable) les coques préfabriquées étaient directement en appui sur la semelle. Un mortier de pose permettait le rattrapage des éventuelles imperfections de planéité. A ce niveau le maintien des coques était assuré par l'outil de pose en appui simple sur les semelles, dépourvu des passerelles inférieures. Des socles spéciaux ancrés dans la semelle venaient si nécessaire compléter le dispositif de maintien des éléments préfabriqués avant bétonnage. Lors de la dernière levée la tête de pile était équipée d'un gabarit de pose des tiges d'ancrage du chevrete.
- Un contrôle topographique très rigoureux en X Y Z était effectué pour s'assurer de leur parfait positionnement (figure 7 et photo 8).

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Terrassement : déblais : 43000 m³; remblais : 81000 m³
- Béton (appuis + tablier) : 15000 m³
- Armatures BA : 2450 t
- Charpente métallique : 8000 t
- Pieux : 350 ml
- Mini pieux : 4750 nl
- Colonnes de jet grouting : 9200 ml
- Coques préfabriquées : 4600 m²
- Peintures charpente métallique : 59000 m²

Quelques chiffres du marché

- Délais : 25 mois
- Montant de l'opération : 227 millions de francs (34,6 millions d'euros)

Les chevêtres

La pose des chevêtres métalliques pour les appuis courants s'est effectuée à partir des pistes de chantier tracées le long de l'ouvrage. La hauteur modérée des piles a permis de hisser ces pièces de pont à l'aide de deux grues à flèche treillis de forte capacité. Pour permettre les réglages topographiques définitifs les têtes de piles étaient équipées de vérins hydrauliques nécessaires aux reprises pour calage définitif des chevêtres.

Pour les appuis P6 et P7, l'opération s'avérait plus complexe puisque ces deux piles étaient implantées dans le lit majeur de la Dordogne. L'accès aux batardeaux depuis les rives pour le personnel et le matériel avait nécessité la réalisation de deux estacades. Leurs caractéristiques dimensionnelles et leur capacité portante ne permettaient pas l'accès simultané des deux engins de levage utilisés précédemment, sans oublier le poids des chevêtres à manutentionner.

En osmose avec l'entreprise mandataire, l'entreprise Baudin-Chateaufort a dû définir une procédure originale (par exemple pour l'appui P6) qui peut se résumer ainsi :

- ◆ l'estacade existante est équipée d'un chemin de roulement. Cette voie de grue est prolongée sur le remblai par calage provisoire jusqu'à l'appui le plus proche P5 ;
- ◆ le chevêtre métallique est déchargé et positionné sur des camarteaux au droit de l'appui P5 et ceinturé au fût de pile pour assurer sa stabilité ;
- ◆ la tête de pile P6 est équipée d'une chèvre de manutention comportant 2 x 2 moufles de 62 t à 12 brins et de deux poulies déviateurs en pied positionnées à l'arrière du fût. Deux arbalétriers équipés d'une poulie déviateur en tête sont liaisonnés sur la semelle pour compléter le dispositif ;
- ◆ deux treuils de capacité de traction maximale 120 KN, sont ancrés dans le remblai de part et d'autre de la pile P5 ;
- ◆ le chevêtre est descendu sur un système de ripage, il s'agit d'un fardier équipé de quatre bogies pour permettre à l'aide de tirefors sa translation jusqu'au droit du système de préhension installé en tête de pile ;
- ◆ pour permettre le passage d'un engin de levage la voie de grue sur estacade devenue inutile pouvait être déposée ;
- ◆ par l'intermédiaire des treuils qui exercent simultanément l'effort de traction nécessaire, le chevêtre est hissé jusqu'au niveau de la tête de pile P6 ;
- ◆ à l'aide d'un engin de levage la tête de piles est prolongée de deux consoles métalliques en encorbellement. Le chevêtre suspendu peut alors être descendu en appuis sur ces nouveaux éléments supports. Un calage provisoire permet de sécuriser sa stabilité ;
- ◆ la chèvre de manutention est entièrement dé-



Photo 8
Outil de pose
des coques préfabriquées
*Tool for placing
of prefabricated shells*

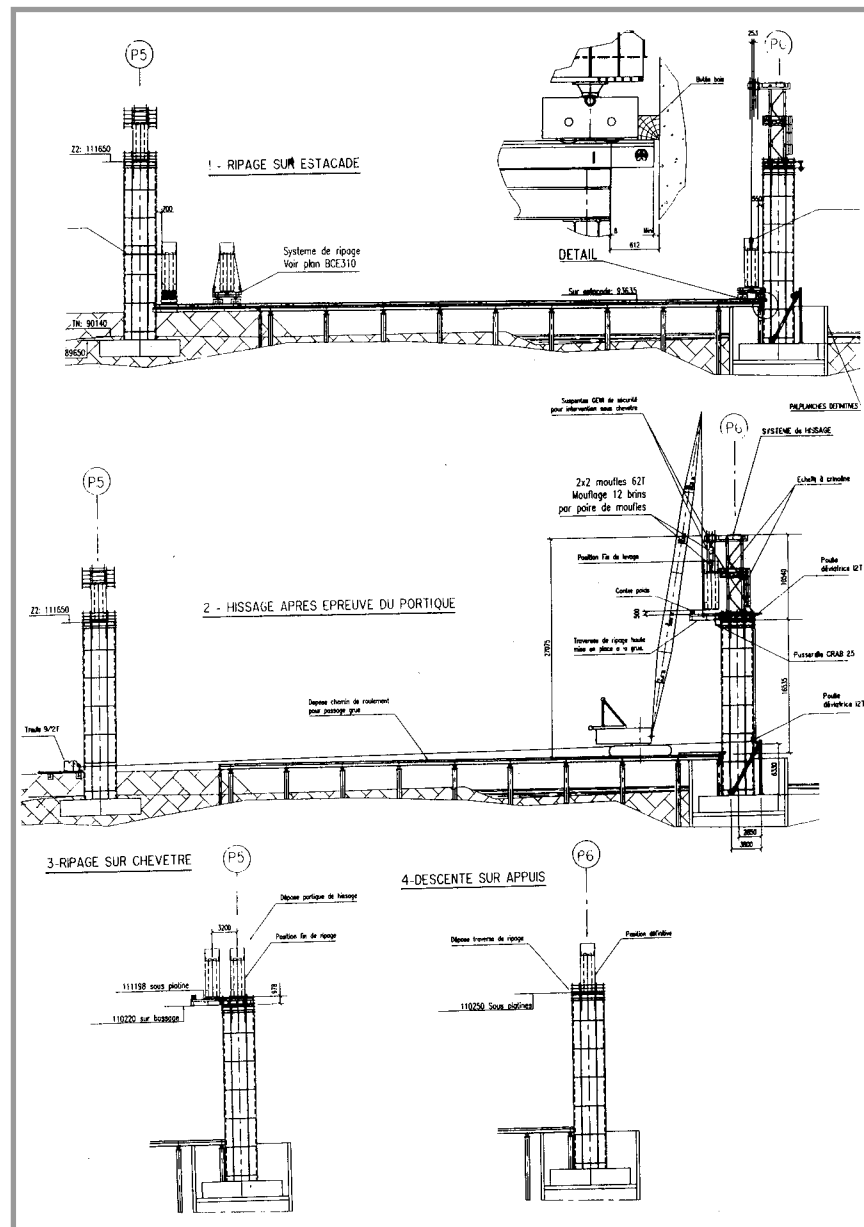


Figure 8
Phasage de pose
du chevêtre
sur P6
*Scheduling
of header placing
on P6*

montée. Le chevêtre est positionné sur des rouleaux express pour être ripé par l'intermédiaire de tirefors jusqu'à sa position définitive. L'opération de réglage altimétrique et planimétrique est ensuite identique aux autres appuis (figure 8, photos 9 et 10).

La structure métallique du tablier

La géométrie en plan de l'ossature métallique imposait sa mise en place selon deux méthodes distinctes. De C1 à proximité de l'appui P10 l'ouvrage



Photo 9
Grutage d'un chevêtre courant
Crane hoisting of a standard header



Photo 10
Chevêtre de l'appui P6 en cours de manutention
Header of support P6 undergoing handling



Photo 11
Avant- bec au-dessus de l'emplacement de P7
Launching nose above the location of P7



Photo 13
Palée provisoire en P7
Temporary bent at P7



Photo 12
Aire de lancement du tablier sud
Southern deck launching area

Photo 14
Montage à la grue du tablier nord
Crane assembly of the north deck



s'inscrit dans un arc de cercle parfait, une opération de lancement peut s'effectuer de manière classique.

L'ensemble des tronçons était acheminé sur chantier par convois exceptionnels (quatre-vingt-deux voyages ont été nécessaires).

Après déchargement des tronçons, l'ossature était raboutée sur l'aire de lancement à l'arrière de la culée C1. Sa longueur de l'ordre de 280 m a nécessité de lancer la structure en quatre phases.

Pour réaliser l'assemblage par soudure les poutres maîtresses étaient posées sur des camarteaux réglés avec un très grand soin topographique. Une fois l'assemblage réalisé, l'ensemble de la structure était descendu sur des chaises à six galets pour permettre l'opération de lancement.

Un équipement identique était disposé en tête de pile et complété d'un contreventement transversal à l'aide de bracons pour s'opposer aux efforts tangentiels.

En partie centrale de la structure, l'ossature était contreventée par des bracons provisoires disposés en croix de Saint-André ; ce dispositif permettait de s'opposer aux déformations d'ensemble induites par les efforts de lancement.

Le dispositif de traction était assuré par un treuil de capacité 10 t disposé sur le côté de la charpente et d'une poutre de répartition montée à l'extrémité des poutres maîtresses, une poulie de rappel ancrée sur la culée assurait la déviation du câble de traction mouflé en huit brins.

Un autre treuil de même capacité situé en bout de l'aire de lancement permettait le cas échéant de retenir l'ossature, sa présence se justifiait pleinement car la forte déclivité longitudinale de l'ouvrage n'allait pas dans le sens de la simplification.

Pour permettre le franchissement des travées un avant-bec d'une longueur de trente mètres en structure treillis était fixé aux poutres maîtresses par assemblage de tiges Gewy et boulons HR. Son poids de l'ordre de 700 kg/ml correspondait au huitième du poids de la charpente.

Pour compléter ce dispositif les quarante premiers mètres de l'ossature étaient lancés sans le montage préalable des consoles d'encorbellement.

L'opération de lancement a dû s'adapter tout au long du chantier au retard engendré par les travaux de fondations très délicats et spécifiques.

Par exemple le fût de pile de l'appui P7 n'ayant pas été réalisé pendant la chronologie de la phase de lancement en cours celui-ci a été remplacé par une palée provisoire. Cet élément a donc permis dans un premier temps le passage de la structure en phase de lancement.

Sa conception spécifique en assemblage boulonné a permis son démontage pour libérer l'espace de la semelle nécessaire à la réalisation du fût de pile P7. L'absence d'appui dans cette travée induisait une flèche de la charpente de l'ordre de 80 cm. Pour permettre la pose du chevêtre métallique il fût nécessaire alors de remonter la palée provisoire à l'arrière du fût de piles pour permettre le vérinage de la structure et

libérer ainsi l'espace indispensable au passage du chevêtre. On comprend que la conception de cette palée provisoire nécessitait la possibilité d'être démontée et remontée aisément.

Dans la partie de l'ouvrage qui intéresse les zones de raccordement en clothoïde de l'appui P10 à C16, la méthode de mise en place adoptée précédemment est plus délicate d'application. Son adaptation aurait nécessité un ripage transversal de l'ossature après chaque phase de lancement pour inscrire rigoureusement la charpente sur ses appuis. L'accessibilité du chantier, la faible hauteur des fûts de piles ont permis d'adopter un mode opératoire par grutage. La technique adoptée consistait à mettre en place dans un premier temps un tronçon d'ossature sur appui pour ensuite positionner l'élément en travée permettant le raccordement avec l'appui voisin. L'équilibre provisoire du tronçon de charpente sur appuis avant raccordement était assuré par une palée provisoire constituée d'étais Lambert SL40 contreventés. Initialement au début du projet en l'absence de connaissance géotechnique complémentaire du sous-sol, l'entreprise Baudin-Chateaufort avait étudié un dispositif de stabilité des tronçons et pièces de pont sur appui par haubanage qu'il n'a pas été nécessaire d'appliquer (photos 11, 12, 13 et 14).

Le hourdis béton

La largeur particulièrement importante du tablier, rendait délicate l'utilisation d'un équipement mobile classique par "en dessus". En effet cet outil allait devoir adopter des dimensions imposantes entraînant un poids conséquent, la nécessité d'un haubanage transversal pour limiter ses déformations et pour conclure un coût d'amortissement élevé. En relation avec la société Simpra l'entreprise mandataire a orienté la conception de cet ouvrage provisoire vers la solution technique d'un équipement par "en dessous".

De plus, la hauteur des poutres maîtresses ainsi que la position des entretoises en partie supérieure permettaient une adaptation parfaite de cette solution.

L'outil coffrant du hourdis était composé de trois parties indépendantes comprenant quatre jeux de quatre panneaux coffrants métalliques (soit 60,80 ml de tablier au total), de quatre passerelles extérieures et de deux passerelles intérieures permettant les translations des panneaux pour les différents plots de bétonnage.

Chaque passerelle mobile était assistée pour les translations de quatre ensembles de roulement motorisés électriquement. Leur vitesse de déplacement était de l'ordre de 10 à 12 m linéaires par minute. Dans les zones à forte déclivité ce dispositif de roulement était complété par des vérins hydrauliques horizontaux équipés de roulettes à leur extrémité. Ils permettaient de recentrer le poids de

l'outil car celui-ci risquait de "chasser" vers le PRS le plus bas.

La prise en charge des panneaux coffrants s'effectuait par une assistance hydraulique agissant sur un mécanisme "à ciseaux". La capacité de manutention en charge d'une passerelle était d'un seul panneau à la fois.

La dimension des panneaux coffrants correspondait approximativement en longueur à l'espacement existant entre les pièces de pont. Une coulisse d'extrémité munie d'un vérin mécanique permettait de s'adapter avec précision à la dimension à coffrer. Les panneaux coffrants métalliques intérieurs étaient constitués de deux parties dont la continuité était assurée par une fourrure métallique faisant office de clé de décoffrage. Une fois les panneaux réglés en position leur stabilité en phase de bétonnage était assurée par des étais spéciaux équipés d'un vérin de réglage mécanique qui prenaient appui sur les PRS. De ce fait les passerelles mobiles n'étaient plus sollicitées en phase de bétonnage.

L'opération courante de coffrage d'un plot de bétonnage peut se résumer de la façon suivante :

1. Mise en place d'un joint mousse en périphérie des plateaux pour l'étanchéité ;
2. Positionnement des plateaux à l'aide des chaises à ciseaux hydrauliques ;
3. Mise en place des étais stabilisateurs appuyant sur les semelles inférieures des pièces de pont ;
4. Réalisation du réglage fin des panneaux à l'aide des vérins mécaniques fixés sur les stabilisateurs ;
5. Serrage définitif des tiroirs des plateaux coffrants pour une parfaite étanchéité ;
6. Application de l'huile de décoffrage sur les panneaux ;
7. Implantation et pose des inserts type rail Halfen ;
8. Pose du ferrailage préfabriqué partiellement à la grue ;
9. Nettoyage à l'air comprimé et enlèvement des fils de fer à l'aide d'un aimant ;
10. Mise en place des règles supports nécessaires aux règles vibrantes ;
11. Bétonnage à la pompe à une cadence de l'ordre de 25 m³/h.

La cure du béton s'effectuait au fur et à mesure du talochage manuel. Le décoffrage d'un plot avait lieu 24 heures après bétonnage pour une résistance minimale de 18 MPa. Pour les contrôles de résistances complémentaires deux thermocouples étaient positionnés au cœur du béton au droit des PRS et en partie courante.

Un coffrage traditionnel bois a néanmoins été nécessaire pour le coulage des plots au niveau des culées et de part et d'autre de l'appui P11. Cette option technique s'imposait car l'espacement des entretoises n'était pas identique à l'ensemble de l'ouvrage.

La réalisation de plateaux coffrants métalliques

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Autoroutes du Sud de la France

Maître d'œuvre

Scetauroute

Cabinet d'architecte

Charles Lavigne

Entreprise mandataire

Carillion BTP Nicoletti (génie civil)

Cotraitant

Baudin Chateaufort (charpente métallique)

Sous-traitants

- Botte Sade Fondation (fondations spéciales et courantes)
- Cia Pose SAS/PAM (armatures)
- Muller TP (terrassements généraux)
- Société Souillagaise de Travaux (terrassement ouvrage)
- Tournaud (batardeaux et estacade)
- EEG (étude béton)
- Secoa (étude charpente métallique)
- Fondasol (géotechnique - contrôle externe)
- Tubosider (buse métallique)
- Morin Système Architectonique (préfabrication)
- Simpra (équipement mobile et plateaux coffrant pour le hourdis)
- Semi (outil de pose pour la réalisation des appuis courants)
- SPIL (protection anti-corrosion)
- Cipec (précontrainte, ancrages des chevêtres)
- LTM : sous-traitant peinture en atelier
- GTS Industrie : fournisseur des aciers
- Capelle : transporteur

Photo 15
Passerelle de travail
intérieure
de bétonnage
du tablier

*Footbridge
for interior work
on deck concreting*



s'avérait pour le peu de réutilisation trop onéreuse.

Le coffrage des longrines BN4 était réalisé en deuxième phase au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage du tablier. Deux petits équipages mobiles situés sur chaque rive d'une longueur de 3,80 m permettaient la réalisation de ces éléments (figures 9, 10 et photos 15 et 16).

CONCLUSION

Ce viaduc est le plus long de l'autoroute A20. Situé dans un contexte écologique et géologique difficile, la conduite des travaux ne s'annonçait pas comme une chose facile. En outre, il fallait rajou-

Figure 9
Equipage mobile
en partie centrale
*Mobile rig
in central section*

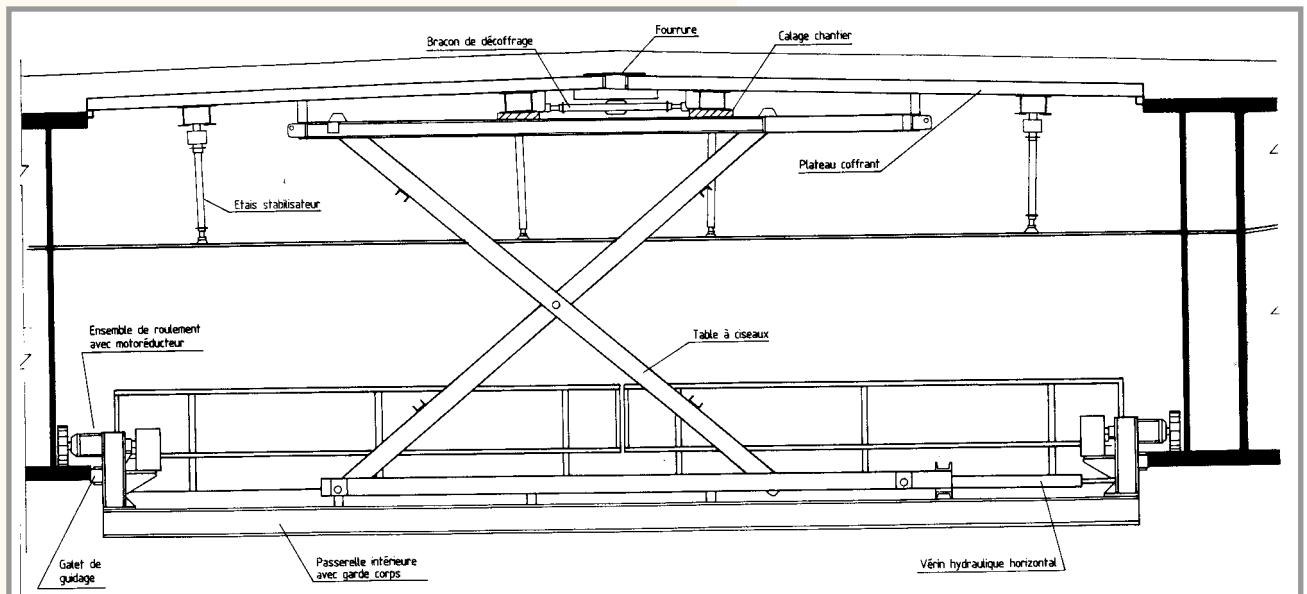


Figure 10
Equipage mobile
pour les encorbellements
*Mobile rig
for cantilevering*

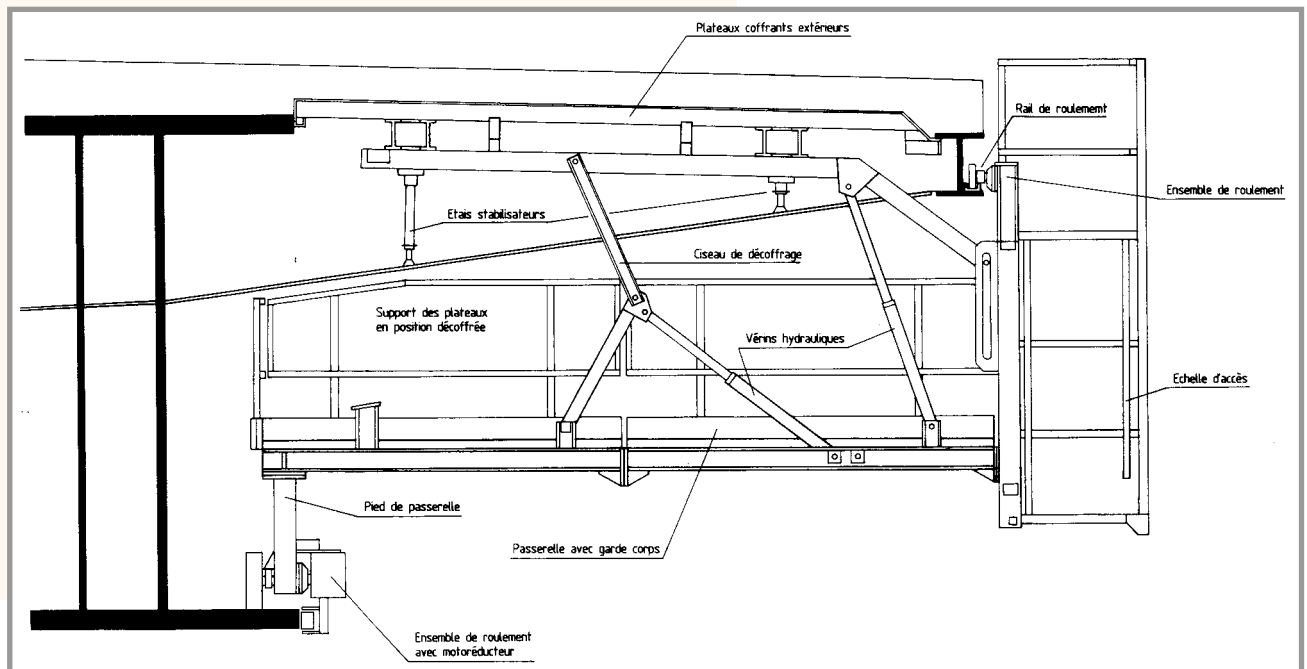




Photo 16
Passerelle de travail extérieure de bétonnage
du tablier

Footbridge for exterior work on deck concreting

ter la pression des délais à tenir, la livraison de l'ouvrage conditionnait l'ouverture de 46 km d'autoroute. Dans bien des situations l'entreprise Carrillion BTP Nicoletti a dû remettre en question la programmation initiale des travaux et mettre en œuvre des méthodes d'exécution innovantes ainsi que les moyens supplémentaires pour tenir l'échéance des délais. Pour tous les acteurs, ce chantier caractérise un morceau de bravoure de l'autoroute A20. Il restera longtemps dans les références de l'entreprise mandataire comme un chantier difficile ou les objectifs ont été atteints au prix d'immenses efforts et d'une implication de tous les jours.

Il ne faut pas oublier par ailleurs d'évoquer la collaboration active de la maîtrise d'œuvre Scetauroute dans le bon fonctionnement de l'opération. En raison de ses caractéristiques dimensionnelles et de ses méthodes d'exécution originales, ce chantier a fait l'objet d'un suivi régulier de la part des enseignants du lycée Andreossy de Castelnaudary intervenants au sein de la section STS Travaux Publics. Cet ouvrage a fait l'objet de nombreuses applications pédagogiques. Deux visites de chantier accompagnées des élèves à une année d'intervalle ont permis de concrétiser le travail abordé en classe.

Ce climat relationnel école/entreprises a été grandement favorisé dans un premier temps par la présence sur ce chantier d'une ancienne élève du lycée Andreossy, employée comme animatrice qualité par l'entreprise mandataire. Malgré un emploi du temps chargé, il est important de souligner la grande disponibilité dans l'équipe de conduite des travaux de Christophe Brignolles et Benoît Chanudet. Par leur générosité intellectuelle, ces hommes de conviction ont toujours su mettre au service des enseignants et des étudiants leurs grandes compétences techniques et le partage de leur passion.

ABSTRACT

A20. The Dordogne viaduct. The construction of an exceptional structure

Th. Mangold, Ch. Brignolles, B. Chanudet, E. Marchisone, J.-M. Castel

This viaduct, in the Lot region, carries the A20 motorway across the Dordogne and part of its valley. The curved structure with fifteen spans, designed as a composite metal double-girder with concrete slab frame, is 21.30 m wide and crosses the valley at a height of approximately 20 m. Located in a karstic geological context, this structure required special foundation construction techniques. Although of conventional design, its originality lies in the construction methods employed, especially for the pier shafts, or again for concreting of the deck. Moreover, the major delays entailed by the discovery of a very difficult subsoil for the structure's foundations were caught up so as to meet the deadlines by employing often very spectacular construction methods.

RESUMEN ESPAÑOL

A20. El viaducto del río Dordoña. Construcción de una estructura excepcional

Th. Mangold, Ch. Brignolles, B. Chanudet, E. Marchisone y J.-M. Castel

Este viaducto – ubicado en el departamento del Lot – permite franquear el río Dordoña y una parte de su valle a la autopista A20. Esta estructura, en curva, formada por quince tramos, proyectada en estructura mixta de metal con dovelas de hormigón, presenta una anchura de 21,30 m y domina el valle a unos 20 m de altura. Este viaducto, ubicado en un contexto geológico kárstico, ha sido objeto de técnicas especiales de ejecución de sus cimientos. A pesar de su concepto convencional, su originalidad se funda en sus métodos de realización y, fundamentalmente, por los fustes de pila e incluso, por el hormigonado del tablero. Los retrasos acumulados como consecuencia del descubrimiento de un subsuelo sumamente difícil para la ejecución de los cimientos de la estructura, se han podido recuperar por aplicación de métodos de ejecución con frecuencia sumamente espectaculares.

C'est dans le cadre de la future liaison de développement des Hauts du Sud-Ouest, retenue au schéma d'aménagement régional de la Réunion, que la réalisation d'un itinéraire à moyenne altitude a été décidée. Cet itinéraire franchit plusieurs brèches, dont la rivière du Bras de la Plaine, située au fond d'une ravine fortement creusée, au niveau des lieux-dits Mahavel (DR 27) et La Pointe (RD 26). Le département de la Réunion, maître d'ouvrage, a profité du site grandiose pour construire un ouvrage d'art exceptionnel.

La forme de la brèche en U, et la nature des terrains constituant les falaises abruptes, ont permis la conception d'un ouvrage à travée unique de portée 280 m. Le tablier est un treillis mixte précontraint de hauteur variable (17,60 m à 4,00 m), encastré sur deux culées contrepoids. Il est constitué par :

- un hourdis supérieur, de largeur constante, en béton B60 et précontraint longitudinalement;
 - deux plans de triangulation en charpente métallique de type Warren; les diagonales étant des tubes circulaires. La maille du treillis est constante, 12,70 m, sur la longueur de l'ouvrage;
 - un hourdis inférieur, de largeur et d'épaisseur variable, en B60 et de profil parabolique discontinu à la clé. Le clavage deux fléaux construits par encorbellements successifs est précédé d'un vérinage du hourdis supérieur et de la suppression de câbles de précontrainte provisoires.
- De par sa conception originale et ses dimensions, cet ouvrage est une œuvre unique en cours de réalisation.

Le pont sur le Bras (île de la Réunion)

Un ouvrage d'exception

Massif volcanique dans l'océan Indien, la Réunion offre les paysages variés d'une île tropicale au climat tempéré en altitude. La Réunion peut être synonyme de plages ensoleillées, de ciel azur, de lagons. Mais c'est aussi et surtout un relief tourmenté avec ses trois cirques, ses cyclones et ses éruptions volcaniques : une île où la nature est toute puissante.

La Réunion est une île, et à ce titre, plus qu'ailleurs, les aménagements routiers constituent une des priorités de l'aménagement; aménagements dont les multiples ravines rayonnantes depuis les cirques vers la mer découpent le littoral.

Aussi, compte tenu de la densité d'occupation du littoral, le schéma d'aménagement régional met l'accent sur le développement des communes de moyenne altitude et, à cette fin, prévoit leur désenclavement par des voies de liaison dont la mise en œuvre est un élément essentiel à leur croissance.

■ CONTEXTE GÉNÉRAL

La commune de l'Entre-Deux est située dans le sud de l'île. Son territoire est enclavé entre la ravine du Bras de Cilaos à l'ouest, la ravine du Bras de la Plaine à l'est et le massif du Dimitile au nord.

L'accès à la commune est difficile : il se fait par la RD 26 qui rejoint la RN1 à Pierrefonds. Cet itinéraire, d'une dizaine de kilomètres, présente un tracé sinueux (nombreux lacets) et une dénivellée importante (fortes rampes). La route étroite franchit le Bras de la Plaine à proximité de son confluent avec le Bras de Cilaos (pour former la Rivière Saint-Etienne) par un ouvrage métallique dont le tonnage et le gabarit sont respectivement limités à 20 t et 4,10 m.

C'est dans ce contexte, que le conseil général de la Réunion a décidé d'étudier un nouvel itinéraire pour la desserte de la commune de l'Entre-Deux avec la construction d'un nouvel ouvrage d'art.

Cet ouvrage assurera, dès sa mise en service, une liaison directe entre le Tampon et l'Entre-Deux et deviendra ensuite un des éléments de la future liaison du développement des Hauts du Sud-Ouest.

■ LE CONCOURS DE CONCEPTION - MAÎTRE D'ŒUVRE

Suite à un appel d'offres européen restreint, le groupement Jean Muller International/Scetauroute International/Alain Amédéo Architecte a été déclaré

lauréat pour assurer une mission complète de maîtrise d'œuvre.

Les données du site

Topographie

Au droit du franchissement, la rivière a creusé une vallée profonde en forme de U.

Les versants de la ravine ont une pente d'environ 70° en rive droite et en rive gauche.

Les falaises de direction est/ouest encadrent un fond plat, large de 170 m environ et ont une hauteur de plus de 100 m.

Le cadre géologique

En rive droite, les formations sont constituées par des brèches résultant de la consolidation de coulées boueuses épanchées dans une ancienne vallée. L'étude géologique et géomorphologique a mis en évidence la présence de deux coulées superposées. Les brèches sont constituées majoritairement par des éléments anguleux de basalte, de résistance matricielle peu élevée, de taille décimétrique, enchâssés dans un mortier sablo-limoneux à cimentation plus ou moins forte.

En rive gauche, le massif rocheux est constitué par une succession d'alternances de niveaux de scories et de basalte, structure courante résultant de l'empilement de coulées successives. Les basaltes sont les niveaux prédominants dans l'alternance de ces couches plurimétriques.

La climatologie

L'île de la Réunion est soumise à un climat tropical. La pluviométrie est exceptionnelle, et en dehors de la saison cyclonique, le régime général est un régime d'alizés.

Les esquisses

Un certain nombre de conséquences découlent directement des données du site, quant au choix d'une solution pour le nouveau franchissement du pont sur le Bras de la Plaine.

De plus, le choix d'un type d'ouvrage n'était pas indépendant du contexte économique local. En effet, très éloignée de la métropole, les conditions d'approvisionnement des matériaux n'y sont pas les mêmes. C'est la raison majeure qui a fait rapidement écarter les solutions à tablier métallique. C'est donc dans le cadre d'une solution en béton précontraint que les différentes solutions décrites ci-après ont été examinées :

de la Plaine

dans un site grandiose

◆ en premier lieu, il était hors de question d'implanter des appuis, même de façon provisoire, dans le lit de la rivière. Indépendamment des problèmes d'accessibilité, il eut été difficile de dimensionner les fondations et les piles en fonction des risques d'affouillement et des problèmes de charriage de gros blocs rocheux. Les appuis ne pouvaient donc être implantés que sur les falaises ou sur les deux rives ;

◆ le choix d'un pont à béquilles, semblable à celui du viaduc sur la Truyère (A75), posait de délicats problèmes de conception et d'exécution des appuis des béquilles au flanc des falaises ;

◆ comme pour les ponts à béquilles l'inaccessibilité aux remparts et le caractère très difficile de la réalisation des appuis en falaise, conféraient aux solutions de type pont en arc classique, un caractère trop aléatoire ;

◆ les ponts à haubans et suspendus présentaient une mauvaise intégration dans le site, et offraient une solution très onéreuse pour la portée à franchir.

L'ouvrage présenté - Le parti architectural

Comme l'écrivait Alain Amédéo, lors de la remise du concours en 1996 :

- "Un site beau et fort, la montagne en fond.
Un plateau qui avance vers la mer, entaillé par la rivière, très profonde.

Dans ce paysage, des habitants travaillent leur terre.

Un pont va venir là.

Il n'a pas à célébrer sa propre gloire, ni à dominer la nature et les gens.

C'est un simple lien tendu entre deux rives".

L'ensemble des contraintes du projet a donc conduit à concevoir un ouvrage exceptionnel : une travée unique de 280 m de portée encastrée à ses deux extrémités sur des culées massives. L'originalité de la structure résidait dans la présence à la clé d'une articulation qui faisait de l'ouvrage deux poutres consoles (cantilevers) encastrées sur des culées contre-poids.

Les culées

Les culées rive droite et rive gauche, bien que différentes dans leur perception, font l'objet d'un même traitement architectural : les parties frontales et latérales vues seront recouvertes de plaques matricées préfabriquées.

Avec le béton rugueux et sombre, l'architecte a vou-

lu que ces culées massives s'intègrent parfaitement dans le paysage.

Le tablier

Latéralement, sur les rives du hourdis supérieur, très fines, seront disposées des corniches caniveaux de couleur blanche.

De même, les diagonales peintes de la même couleur (blanc RAL 9010) rappellent les lambrequins, ornements architecturaux situés en rive de toiture des cases réunionnaises.



Vue des fouilles
culée rive gauche

View of abutment
excavations
on the left bank

■ LA CONSULTATION DES ENTREPRISES

L'appel d'offres restreint européen s'est déroulé durant le 1^{er} semestre 1999. Il a été attribué au groupement d'entreprises Bouygues TP/DTP Terrassement qui a proposé dans son offre une variante dont les deux principaux aménagements sont les suivants :

◆ suppression de l'articulation centrale et continuité du hourdis supérieur à la clé. Avant le clavage des deux fléaux, une compensation par vérinage est réalisée ;

◆ modification de l'ancrage des diagonales dans le béton et mise en place de précontrainte dans les diagonales tendues.

Jean-Paul Chuniaud

CHEF DU SERVICE DES ROUTES
Conseil général de la Réunion

Thierry Jamet

RESPONSABLE SUIVI DES TRAVAUX
Conseil général de la Réunion

Jean-Marc Tanis

DIRECTEUR GÉNÉRAL
Jean Muller International

Frédéric Menuel

DIRECTEUR DE PROJET
Jean Muller International

Eric Barlet

RESPONSABLE SUIVI DES TRAVAUX
Jean Muller International

Philippe Chatelard

DIRECTEUR CHANTIER
Bouygues TP

Jean-Pierre Viallon

CHEF DE PROJET ÉTUDE
Bouygues TP

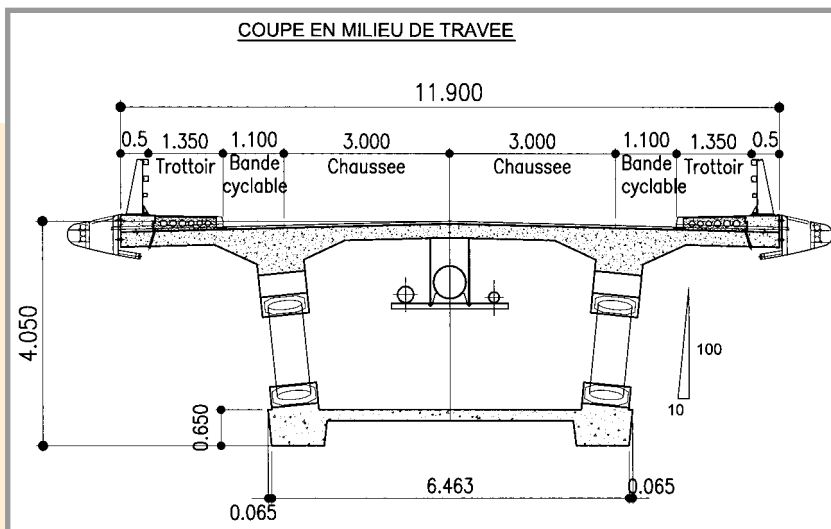


Figure 1
Coupe transversale fonctionnelle
Functional cross section

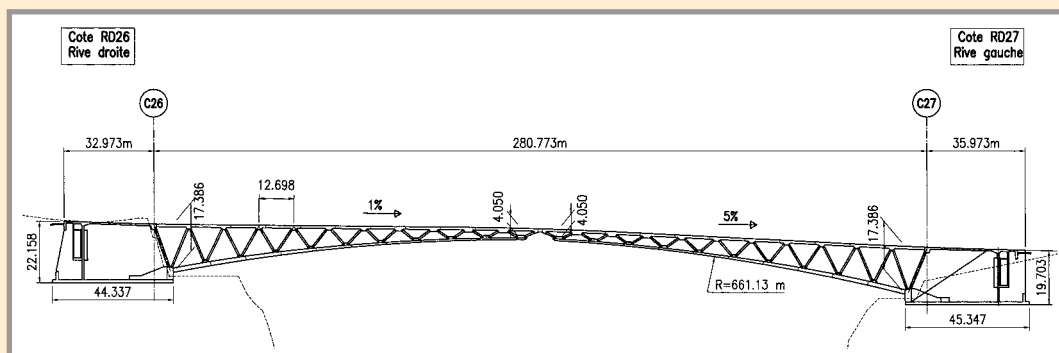


Figure 2
Coupe longitudinale
Longitudinal section

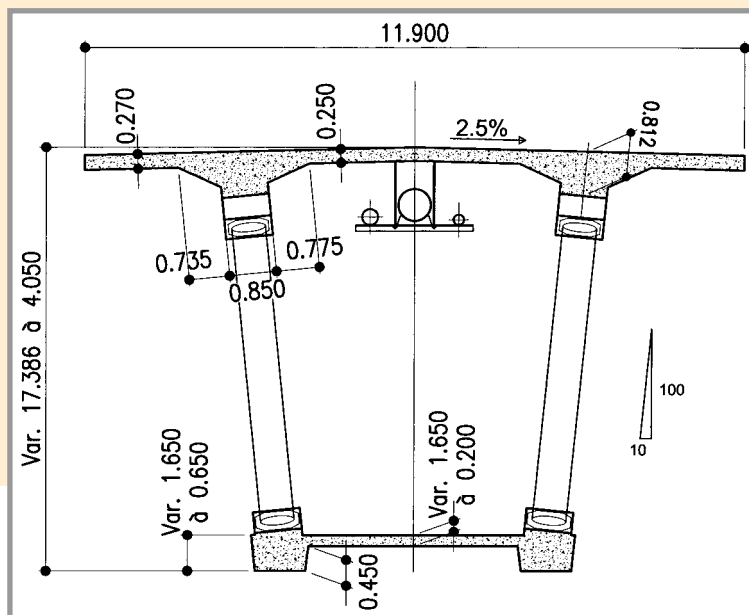


Figure 3
Coupe transversale
Cross section

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Caractéristiques fonctionnelles et géométriques de l'ouvrage

Profil en travers

Le profil en travers fonctionnel de l'ouvrage présente une largeur utile (entre nus des dispositifs de sécurité) de 10,90 m qui se décompose comme suit :

- ◆ une chaussée bidirectionnelle de 6 m de large ;

- ◆ deux trottoirs de 1,35 m de large chacun ;
- ◆ deux bandes cyclables de 1,10 m de large ;
- ◆ dispositifs de sécurité latéraux de classe barrière normale BN4.

Le tablier présente un profil en travers en toit : chaque voie est déversée à 2,5 % vers les rives.

Profil en long

Le profil en long de l'ouvrage est constitué d'une parabole de 1500 m de rayon, à concavité tournée vers le haut se prolongeant en une pente à 1,013 % au droit de la culée rive droite, et à 5,017 % au droit de la culée rive gauche (figure 1).

Tracé en plan

Au droit du franchissement, le pont sur le Bras de la Plaine est situé sur un alignement droit, débordant de l'ouvrage en rive droite comme en rive gauche.

Caractéristiques structurales de l'ouvrage

Généralités

L'ouvrage qui permet le franchissement de la ravine Bras de la Plaine est constitué d'une travée unique de 280 m de portée encadrée à ses deux extrémités sur des culées massives.

A la clé, la continuité est assurée par le hourdis supérieur uniquement (figure 2).

Le tablier a une largeur constante de 11,90 m et une hauteur variant de 17,60 m sur culée à 4 m à la clé. C'est un treillis mixte en béton précontraint et en acier, composé :

- ◆ d'une dalle en béton à hautes performances de section constante et précontrainte formant la membrure supérieure ;
- ◆ d'un hourdis de section variable en béton à hautes performances formant la membrure inférieure ;
- ◆ de deux plans de triangulation en "V" inclinés d'environ 6° sur la verticale.

La maille du treillis est de 12,70 m, constante sur la longueur de l'ouvrage.

L'intrados du tablier a un profil parabolique de rayon 661 m (figure 3).

Culées

Les culées sont constituées par une boîte en béton armé de 45 m de longueur environ, de 11,90 m de largeur et de hauteur variable de 18 m à 21 m. Cette boîte est composée de deux compartiments :

- ◆ un compartiment arrière de 11 m de longueur, rempli d'un lest ;
- ◆ un compartiment avant, creux.

Le radier a une épaisseur constante de 1,00 m. Les murs latéraux avant ont une épaisseur de 0,70 m.

A l'arrière ils ont une épaisseur de 1 m. La dalle supérieure a une épaisseur moyenne de 0,60 m (figures 4 et 5).

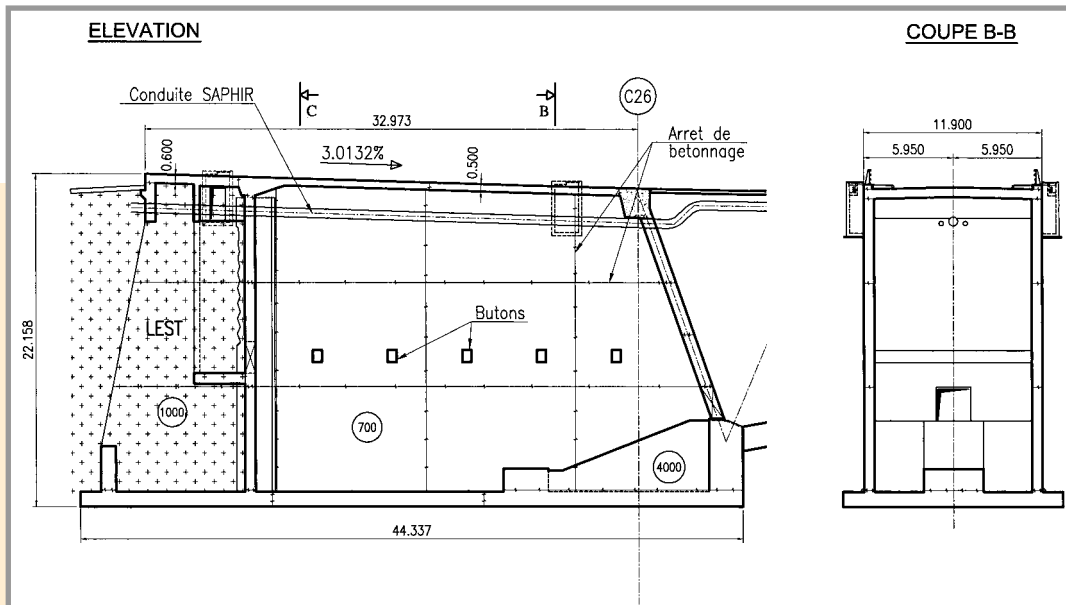


Figure 4
Coffrage culée C26
Shuttering of abutment C26

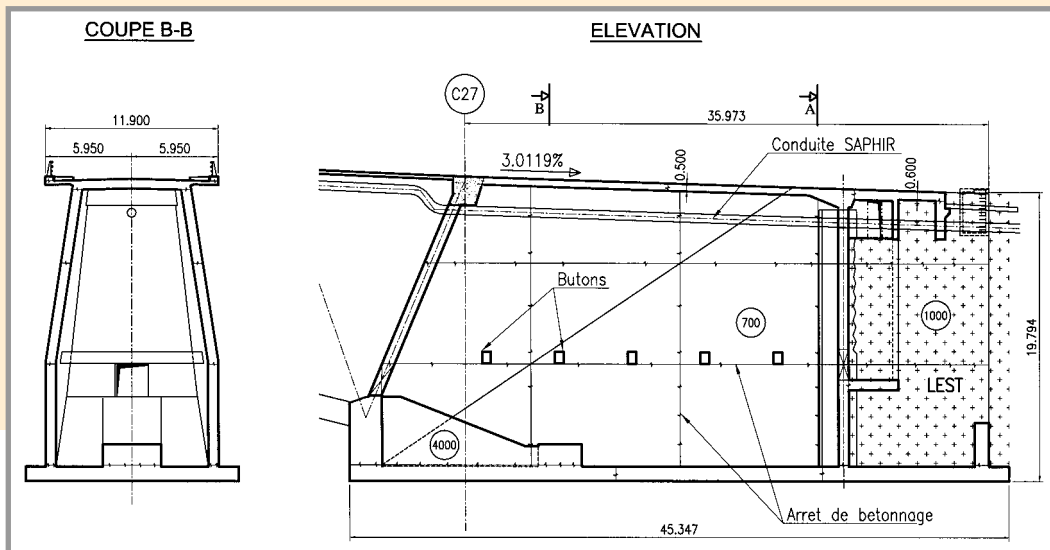


Figure 5
Coffrage culée C27
Shuttering of abutment C27

Tablier

Le hourdis supérieur

Coffrage

Le hourdis est construit avec un béton de 60 MPa de résistance caractéristique à 28 jours. Il a une largeur totale de 11,90 m. Le hourdis présente une épaisseur variable prenant les valeurs suivantes :

- ◆ 0,270 m pour les encorbellements qui ont une longueur de 1,700 m ;
- ◆ 0,250 m constant pour la partie centrale d'une longueur de 3,800 m ;
- ◆ 0,810 m au droit des nervures de 0,850 m de large bordées par deux goussets de 0,735 m et 0,775 m de large.

Le hourdis a un coffrage constant sur tout l'ouvrage excepté au niveau de la clé, où une poutre transversale permet le vérinage de l'ouvrage (6000 t horizontal à la clé).

Le hourdis de chaque fléau sera coulé par plots successifs de 12,70 m de longueur.

Précontrainte :

Par console, le hourdis supérieur est précontraint par des câbles 12 ou 19T15 Super de classe 1860 MPa dont on vient tendre le nombre de câbles juste nécessaires.

Cette précontrainte de fléau se décompose en une précontrainte intérieure et une précontrainte extérieure.

Les câbles sont ancrés, côté tablier, par groupe de quatre à l'about de chaque voussoir.

Ils sont filants et viennent s'ancrer dans la zone arrière de la culée.

La mise en tension des câbles se fait des deux côtés. Le tracé en plan des câbles est en "arêtes" de poisson et il n'y a pas d'ondulation verticale dans la dalle, excepté localement.

Ces câbles ont été ancrés à une distance variable de 1,300 m à 2,500 m environ devant le point d'épure des diagonales :

- ◆ du fait de la méthode de construction par encorbellements successifs ;

LES PARTENAIRES DE LA CONSTRUCTION

Maître d'ouvrage

Conseil général de la Réunion

Concepteur

Jean Muller International

Maître d'œuvre

Jean Muller International/Scetau-route

Entreprise

Bouygues

Vue de la culée
rive droite
View of abutment
on right bank



◆ pour équilibrer l'effort horizontal de traction transmis par les diagonales au hourdis supérieur.

Le hourdis inférieur

Comme le hourdis supérieur, le hourdis inférieur est en béton à hautes performances B60. L'intrados a un profil parabolique de rayon 661 m. Le hourdis inférieur a une largeur et une épaisseur variables de façon :

- ◆ d'une part, à s'adapter à l'écartement transversal des pieds des diagonales qui est variable ;
- ◆ d'autre part, à suivre l'augmentation de l'effort de compression de la clé vers la culée.

La section sur culée, massive, a une forme rectangulaire : 4,120 m de large pour 1,700 m de hauteur. Le hourdis inférieur en se rapprochant de la clé est entaillé en partie inférieure (forme en berceau inversé). La section proche de la clé a pour épaisseur 0,200 m avec une hauteur de nervures de 0,650 m.

Le hourdis inférieur est coulé en place par plots successifs dont la longueur projetée sur l'horizontale est de 12,70 m.

Les diagonales

Structure

Les diagonales sont constituées de tubes en acier S355. Une seule gamme de diamètre extérieur a été utilisée : 610 mm, excepté pour la dernière diagonale comprimée dont le diamètre est de 324 mm. Leur épaisseur varie de 28 mm à 36 mm pour les diagonales comprimées et est constante pour les diagonales tendues : 14,2 mm.

Les diagonales sont soudées sur des platines rectangulaires de 55 à 65 mm d'épaisseur.

Au droit des nœuds supérieurs, le point de concours des diagonales a été placé au niveau de la fibre moyenne du tablier.

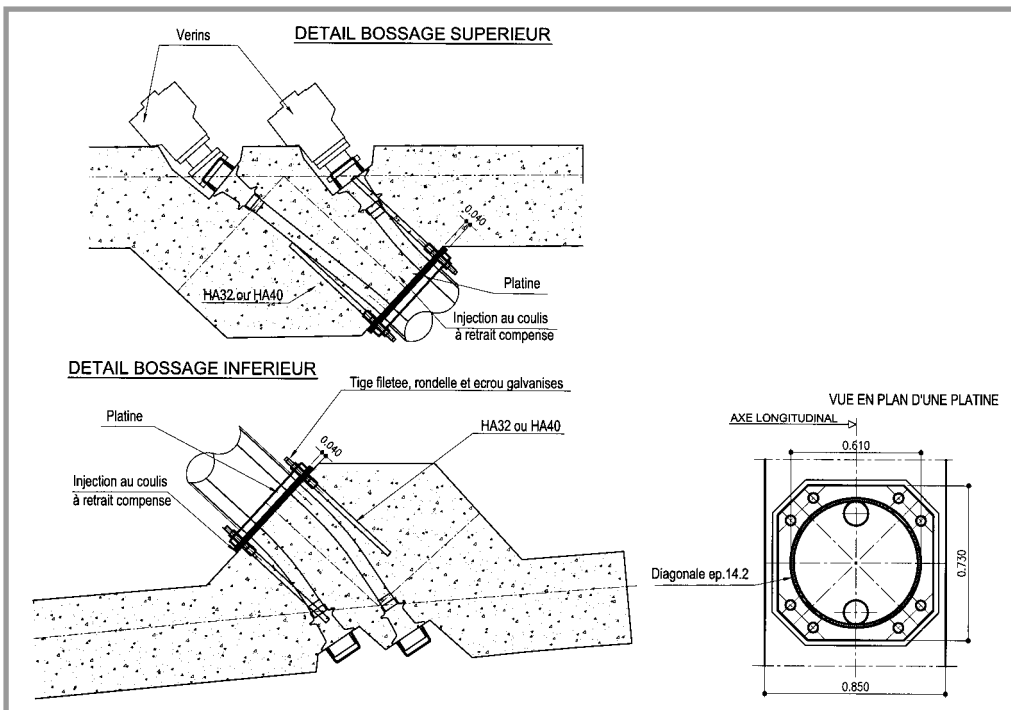


Figure 6
Câblage
et connexion
des diagonales
Cabling
and connection
of diagonal ties

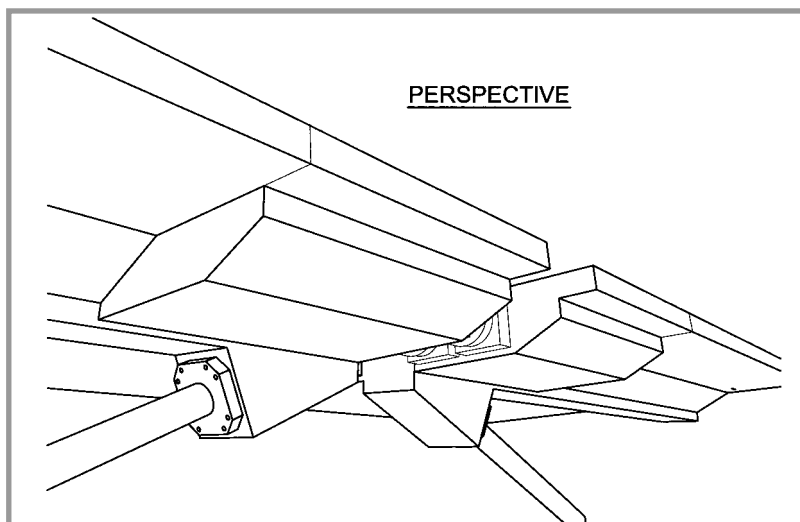


Figure 7
Vue de la clé
avant clavage
View of the key
before keying

**LES PRINCIPALES
QUANTITÉS**

Culées

- Béton B35 : 5 437 m³
- Béton B60 : 318 m³
- Aciers passifs : 910 t
- Ratio : 158 kg/m³

Tablier

- Béton B60 : 2 395 m³
- Epaisseur moyenne : 0,72 m
- Aciers passifs : 530 t
- Ratio : 221 kg/m³
- Précontrainte (longueur intérieure) : 158 t
- Précontrainte (longueur extérieure) : 49 t
- Précontrainte diagonales : 15 t
- Aciers diagonales : 201 t
- Aciers platines : 45 t

Les platines sont fixées au béton par des vis d'attache, dont le nombre varie suivant les diagonales tendues ou comprimées.

Précontrainte

Les diagonales tendues sont précontraintes par une paire de câbles de 10 à 17 torons. Les ancrages de précontrainte sont situés dans les hourdis supérieur et inférieur (figure 6).

Comportement de la structure

Comportement général

Outre l'aspect esthétique qui se traduit par une conception architecturale originale, le nouveau pont sur le Bras de la Plaine est un ouvrage exceptionnel sur le plan structurel.

La structure fonctionne comme une poutre Warren de hauteur variable dont la membrure est le siège d'un effet d'arc après le vérinage et le clavage à la clé, fonctionnement similaire à l'arc métallique tubulaire d'Antrenas sur l'A75.

Les charges appliquées à la structure – charges permanentes (poids propre et superstructures) et routières – produisent simultanément une flexion de la poutre treillis et une compression dans les hourdis inférieurs.

L'arc, ou le hourdis inférieur, n'étant pas continu à la clé, le moment positif de flexion à mi-travée génère des efforts de compression dans la membrure inférieure de la poutre : les hourdis inférieurs. La flexion générale engendre des efforts dans les nœuds de triangulation. Une optimisation du tracé des câbles de précontrainte a permis de réduire ces moments.

De même, la précontrainte a permis de réduire les efforts de glissement qui apparaissent aux nœuds. Du fait de l'encastrement du hourdis supérieur dans la culée, le couple de torsion gênée qui peut apparaître, dû à des cas de chargement excentrés, est repris par des réactions d'appuis horizontales, transversales au niveau du hourdis supérieur.

Vérinage de l'ouvrage

Les deux fléaux sont construits presque simultanément par deux équipages mobiles.

Le clavage des deux cantilevers est précédé d'un vérinage (5 000 t environ) et de la suppression de trois paires de câbles provisoires 19T15, par fléau (figure 7).

Stabilité générale

La stabilité de l'ouvrage est assurée, au niveau de chaque culée, par un lest représentant à lui seul un poids de 7 500 t. Le poids propre de la culée représente 7 250 t alors que le tablier pèse pour chaque rive, 4 400 t (poids 3 000 t, équipements 800 t, surcharges 600 t).

Le coefficient de sécurité au basculement est de 2,1 aux E.L.S. et de 1,6 aux E.L.U.



Démarrage encorbellement (V2) côté rive gauche
Start of cantilevering (V2), left bank end

Efforts dans le tablier

Diagonales

Du fait de la courbure du hourdis inférieur, les efforts normaux dans les diagonales sont sensiblement égaux dans les diagonales "comprimées" et dans les diagonales "tendues" précontraintes.

Les diagonales "comprimées" ont un effort moyen de 600 t alors que les diagonales "tendues" restent toujours comprimées aux E.L.S. du fait de leur précontrainte, et la compression minimale résiduelle est de 150 t en moyenne. La précontrainte par diagonales varie entre 500 et 600 t.

Tablier

Sous l'effet des surcharges (3,5 t/ml), l'effet en arc du tablier clavé développe les efforts suivants :

- ◆ compression à la clé de 570 t ;
- ◆ traction en hourdis supérieur à l'encastrement de 760 t ;
- ◆ compression en hourdis inférieur à l'encastrement de 1 300 t.

La flèche à la clé est de 83 mm.

Sous l'effet d'une dilatation du tablier de 20°, l'ouvrage bouge verticalement à la clé de 214 mm et produit une compression de 2 850 t dans le hourdis supérieur et une traction pouvant atteindre 300 t dans le hourdis inférieur au niveau de l'encastrement dans les culées.



Vue encorbellement (V2) côté rive gauche - Blondin
View of cantilevering (V2), left bank end - Blondin

LA CONSTRUCTION DU PONT

Organisation générale du chantier

Du fait de l'accès très difficile en rive droite, le chantier a été implanté principalement en rive gauche, avec une centrale à béton pour faire le B35 des deux culées et le B60 du tablier.

Pour l'alimentation en matériel et en béton de la

Figure 8
Coulage d'un plot supérieur
Pouring an upper post

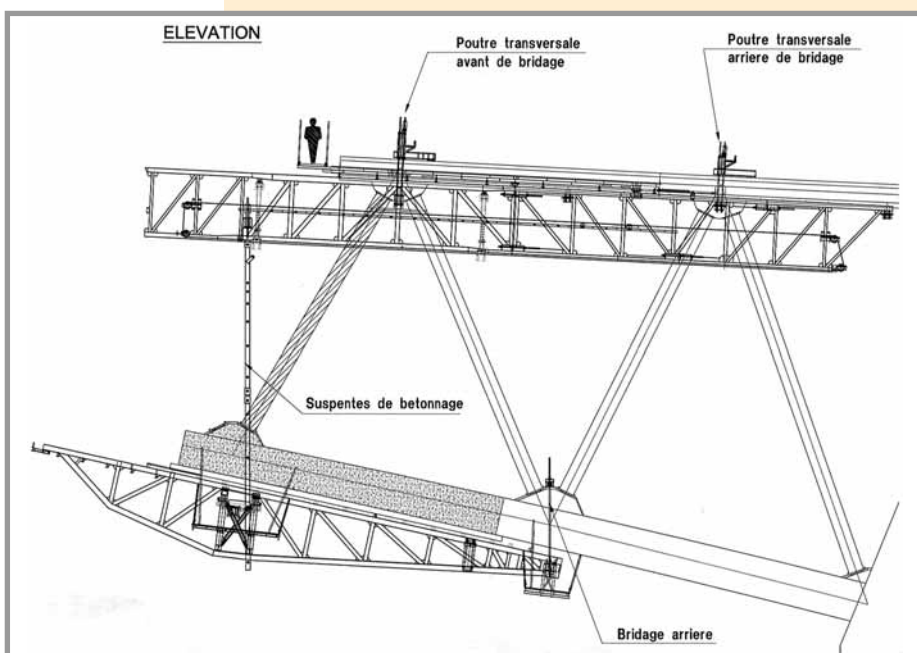
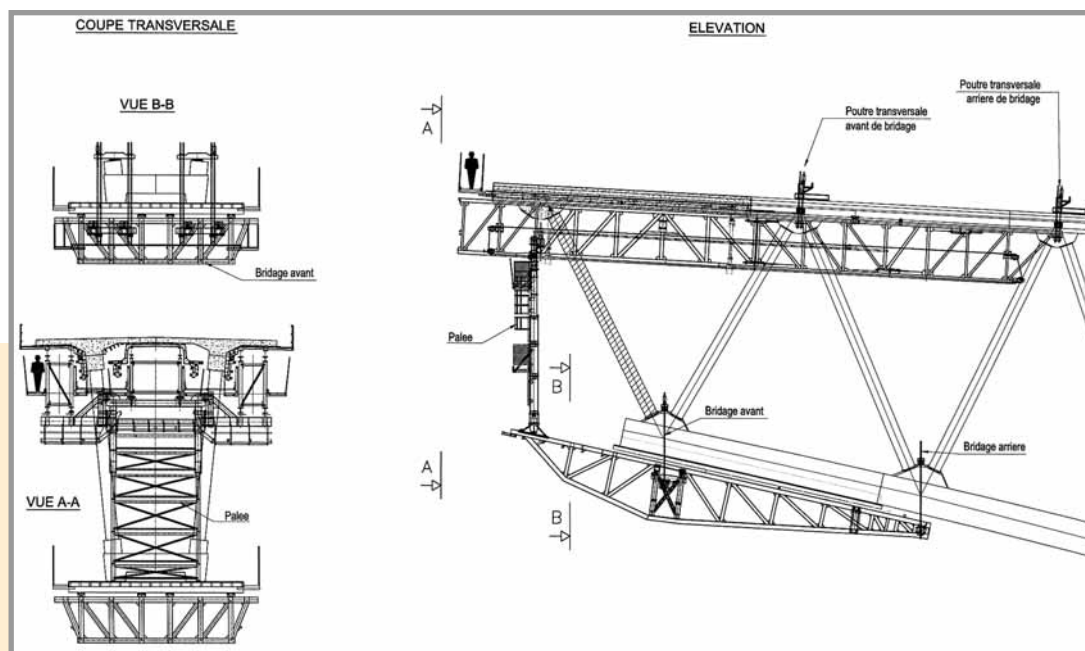


Figure 9
Coulage d'un plot inférieur
Pouring a lower post



rive droite, un blondin a été installé entre les deux rives. Il a une portée entre mâts de 415 m. Les deux mâts ont une hauteur de 35 m et ils peuvent s'incliner transversalement de $\pm 13^\circ$, ce qui correspond à un déplacement en tête de ± 8 m. La capacité de charge du blondin est de 8 t.

Construction des culées

Les voiles ont été exécutés par levées de 6,90 m de hauteur sur une longueur unitaire de plots de 10 m. La dalle supérieure a été réalisée à l'aide de prédalles reposant sur un appui provisoire à mi-portée transversale.

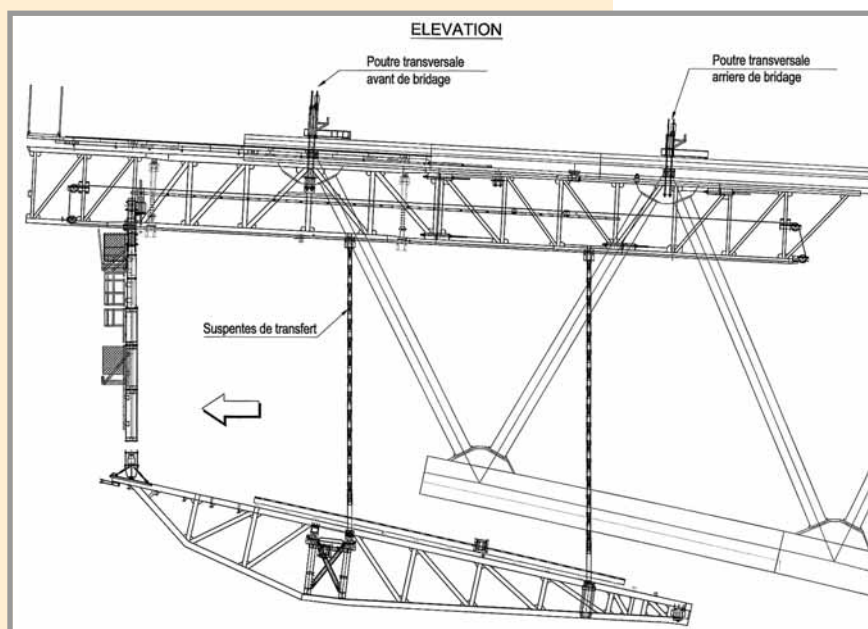


Figure 10
Transfert de l'équipage inférieur
Transporting the lower rig



Vue de l'ouvrage en cours de construction
View of the structure undergoing construction

Construction du tablier

Pour la réalisation du tablier, deux équipages mobiles ont été conçus un par côté, d'un poids unitaire de 150 tonnes. Chaque équipage coule successivement 12,70 m de hourdis supérieur, puis 12,70 m de hourdis inférieur suivant les schémas représentés figures 8 et 9.

Le déplacement de l'équipage mobile se fait de la façon suivante :

- ◆ partie supérieure : fonctionnement en tiroir avec appuis successifs du coffrage et de la charpente sur la partie en béton réalisée du hourdis supérieur;
- ◆ partie inférieure : déplacement global de la charpente et du coffrage inférieur (figure 10).

Le phasage courant de réalisation d'un voussoir (hourdis supérieur + hourdis inférieur) est reporté sur le tableau I.

Tableau I
Phasage courant de réalisation d'un voussoir
Standard scheduling for construction of a segment

Phases	Description
I	Mise en place des diagonales comprimées du voussoir Vn
II	Ferrailage et bétonnage du hourdis supérieur du voussoir Vn
III	Réalisation du matage inférieur des diagonales comprimées du voussoir Vn et mise en tension des connecteurs correspondants
IV	Mise en tension de la première paire des câbles de fléau du voussoir Vn
V	Décintrement du hourdis supérieur du voussoir Vn
VI	Mise en tension de la deuxième paire des câbles de fléau du voussoir Vn
VII	Transfert de l'équipage mobile en position de coulage du hourdis inférieur du voussoir Vn
VIII	Mise en place des diagonales tendues du voussoir Vn
IX	Ferrailage et bétonnage du hourdis inférieur du voussoir Vn
X	Réalisation des matages supérieur et inférieur des diagonales tendues du voussoir Vn
XI	Décintrement du hourdis inférieur du voussoir Vn
XII	Transfert de l'équipage mobile en position de coulage du hourdis supérieur du voussoir Vn + 1
XIII	Mise en tension des câbles des deux diagonales tendues du voussoir Vn
XIV	Mise en place des diagonales comprimées du voussoir Vn + 1

ABSTRACT

Bras de la Plaine viaduct (Réunion island)
An exceptional bridge in an imposing site

Various authors

As part of the Regional Development Scheme for Réunion, it was decided to build a link to develop the "Hauts du Sud-Ouest" (South-West Heights) area, and a medium altitude route was chosen. This route bridges several gaps, one of which is the "Bras de la Plaine" River, situated at the bottom of a deep ravine, near the localities of Mahavel (DR 27) and La Pointe (RD 26).

The Réunion Department, as the Owner, is taking advantage of this imposing site to build an exceptional bridge.

The U-shaped ravine and the nature of the terrain with its very steep cliffs, mean that it is suitable for a 280-m-long single-span (arch) bridge. The deck is a prestressed, composite, variable depth (17,60 m to 4,00 m) truss structure, embedded in 2 counterweight abutments. It comprises :

- a constant-width top slab in B60 concrete with longitudinal prestressing;
- a Warren-type steel truss structure with two planes of steel tubes in triangular layout, the diagonals being circular tubes. The truss mesh (distance between the diagonals) is a constant 12,70 m over the whole length of the structure;
- a lower slab, of variable width and thickness, in B60 concrete, with a parabolic profile interrupted at the key.

The upper slab is jacked apart and the temporary prestressing tendons are removed. Then the two halves are built in cantilever and stitched together. This structure, currently in the process of being built, with its original design and dimensions, is a unique bridge.

RESUMEN ESPAÑOL

El puente sobre el río Bras de la Plaine (Isla de la Reunión). Estructura excepcional en un emplazamiento grandioso

Diversos autores

Se ha decidido ejecutar un itinerario a media altitud, en el marco del futuro enlace de desarrollo de Les Hauts del suroeste, integrados en el Esquema de

Acondicionamiento Regional de La Reunión. Este itinerario salva varias brechas, entre las cuales el río del Bras de la Plaine, situado al fondo de un barranco fuertemente ahondado, al nivel de los emplazamientos denominados Mahavel (DR 27) y la Pointe (RD 26). El departamento de La Reunión, entidad contratante, ha aprovechado los parajes grandiosos existentes para construir una gran estructura excepcional.

La forma de la brecha en U y la naturaleza de los terrenos constituyen acantilados abruptos, que han dado lugar al proyecto de una estructura con un tramo único de 280 m de luz. El tablero está compuesto por una celosía mixta pretensada de altura variable (17,60 m a 4,00 m), empotrado sobre dos estribos que hacen contrapeso. Esta formado por :

- un entrecigado superior, de anchura constante, de hormigón B60 y pretensado longitudinalmente;
- dos planos de triangulación de estructura metálica de tipo Warren, estando las diagonales formadas por tubos circulares. La malla de la celosía es constante, 12,70 m, en toda la longitud de la estructura;
- un entramado inferior, de anchura y espesor variable, de hormigón B60 y de perfil parabólico discontinuo en la clave.

El enclavado por dos astiles construidos por voladas sucesivas va precedido de la disposición de cilindros hidráulicos del entramado superior y de la supresión de cables de pretensado provisionales.

Debido a su concepto original y sus dimensiones, se trata de un puente único y excepcional en curso de construcción.

La construction des de Rion-Antirion en de titans

Les travaux de construction du pont de Rion-Antirion en Grèce, qui relie d'ici fin 2004 le Péloponnèse au continent en franchissant le golfe de Corinthe, constituent l'un des plus grands chantiers européens de génie civil de ce début de millénaire (figures 1 et 2).

L'ouvrage de près de 3 km de longueur est composé de deux viaducs d'accès, implantés sur les rives, reliés par un pont haubané continu, à cinq travées de respectivement 286, 3 x 560 et 286 m de longueur, fondé sur quatre piles profondes en mer et sur deux palées pivotantes d'extrémité.

En cette fin de deuxième année de construction sur un total de 5 ans, un grand nombre d'obstacles ont été franchis et les premières piles posées en mer sortent de l'eau. Des moyens matériels exceptionnels et près de 750 personnes travaillant jusqu'à trois postes selon les zones de travaux sont mobilisés sur le site. L'historique, la conception et le mode de financement de ce projet (585 millions d'euros pour la partie Travaux) ayant été déjà largement décrits, notamment dans *Travaux* n° 748 de décembre 1998, cet article se concentre sur la construction des quatre grandes piles qui constituent la partie la plus exceptionnelle de cet ouvrage.

LES CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT (figure 3)

Le site implanté au niveau du rétrécissement du golfe de Corinthe, seul endroit où il était envisageable de créer un lien fixe, est magnifique mais constituait un monstrueux défi. Grande profondeur d'eau, sol médiocre sans substratum rocheux accessible, courants, vents violents (250 km/h), risque de choc de bateaux jaugeant jusqu'à 180 000 t à une vitesse de 16 nœuds, les conditions n'étaient pas engageantes.

C'était sans compter la colère de Gaïa, déesse de la terre. Siège de failles très actives, le golfe de Corinthe a subi neuf séismes de magnitude supérieure à 6 sur l'échelle de Richter depuis 1965. La solution originale apportée par les ingénieurs de Vinci Construction Grands Projets à ces multiples difficultés peut être résumée en trois mots : Archimède, frottement et clouage. La masse totale de la plus grande pile (M3) y compris les 560 m de tablier haubané est d'environ 150 000 t. La structure située sous l'eau est creuse et vide à l'exception de la partie la plus basse. La poussée d'Archimède résultante compense près de la moitié de l'effort vertical appliqué sur la semelle circulaire de 90 m de diamètre qui n'apporte ainsi qu'une contrainte moyenne de 1,2 bar sur le sol de fondation. La semelle est posée sur un lit de gravier concassé afin d'obtenir un angle de frottement sol/semelle maîtrisé. Sous l'effet d'un séisme, la fondation peut glisser sur son lit de gravier limitant ainsi l'effort horizontal transmis par le sol à la pile. Restait à équilibrer le fabuleux moment de renversement généré par le séisme (20 000 MN/m) qui était susceptible d'entraîner la rupture du sol par cisaillement selon un cercle de glissement. La solution retenue a consisté à clouer ce cercle de glissement par 120 à 194 (suivant les piles) inclusions métalliques battues de 2 m de diamètre et de 25 m à 30 m de longueur.



Figure 1
Carte schématique et position de l'ouvrage
Schematic map and location of the structure

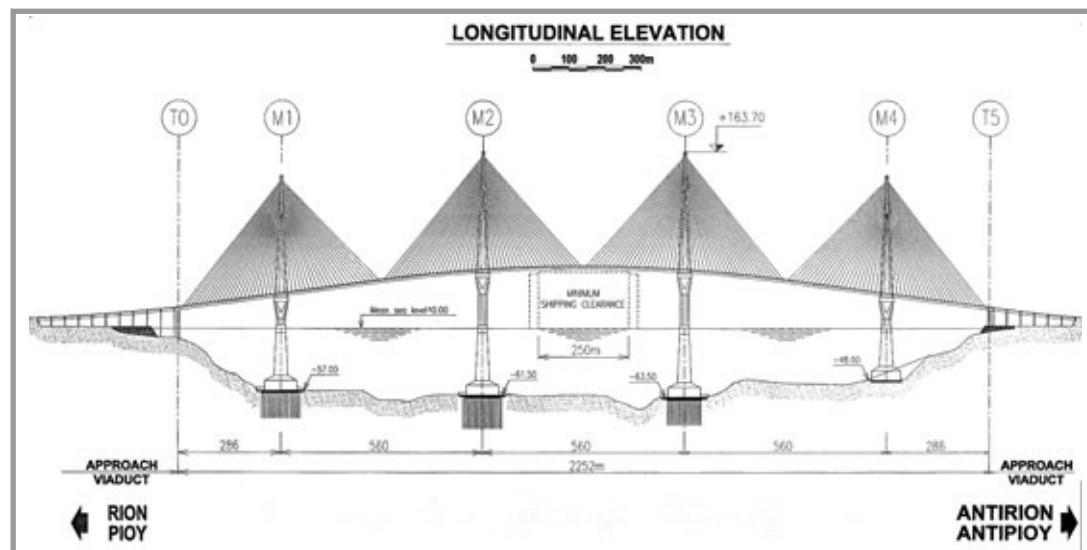


Figure 2
Plan de l'élévation longitudinale de l'ouvrage
Longitudinal elevation drawing of the structure

pires du pont Grèce : des travaux

■ LES PILES

Les piles sont des structures monolithiques constituées d'éléments distincts faisant chacun l'objet d'un mode constructif spécifique détaillé plus avant. Chaque pile ayant des dimensions différentes, seule la pile M3, la plus grande avec ses 227,2 m de hauteur totale, est décrite ci-après. De bas en haut les éléments sont les suivants :

- ◆ l'embase (de - 63,5 à - 50 m, 25 800 m³ de béton, 280 kg/m³ d'armatures) est une rondelle creuse de 90 m de diamètre pour 13 m d'épaisseur raidie par 32 voiles radiaux encastrés dans un tore ;
- ◆ le cône (de - 50 à + 3 m, 9 200 m³ de béton, 250 kg/m³ d'armatures) est une portion de cône à 32 facettes de 38 m de diamètre et 1,3 m d'épaisseur à la base pour 27 m de diamètre et 2,90 m d'épaisseur en tête dans la zone soumise au choc de bateau ;
- ◆ le fût (de + 3 à + 31,4 m, 4 500 m³ de béton, 315 kg/m³ d'armatures) est un octogone creux de 2 m d'épaisseur inscrit dans un cercle de 24 m de diamètre. Extrêmement ferrailé cet élément est directement soumis au choc de bateau ;
- ◆ le chapiteau en tête de pile (de + 31,4 à + 47,2 m, 4 060 m³ de béton, 450 kg/m³ d'armatures) est une pièce de géométrie complexe, assurant la transition d'un octogone inscrit dans un cercle de 24 m de diamètre à un carré de 40 m de côté.

Sur la pile est encastré un pylône de 116,5 m de hauteur composé d'une base de 40 m x 40 m, de quatre jambes inclinées dans deux directions qui convergent vers la tête de pylône en structure mixte type pont de Normandie.

■ LA CONSTRUCTION DES PILES

Travaux de renforcement du sol de fondation

Pour réaliser les travaux de renforcement de sol, le chantier a mis au point un équipement spécifique constitué de la barge Lisa qui avait été déjà utilisée en *jack up* pour le chantier de la Severn et d'un catamaran spécialement conçu pour cet ouvrage. La barge est équipée d'une grue Manitowoc 888 sur *ringer* de capacité 140 t à 50 m et a été modifiée pour permettre le stockage vertical de huit inclusions. Du fait de la grande profondeur et des pentes des fonds, il était peu envisageable d'utiliser les pieds pour stabiliser Lisa. La solution originale retenue a consisté à la transformer en barge

dite à "pieds tendus". Le principe du pied tendu consiste à immobiliser la barge par la mise en tension de quatre énormes chaînes verticales de 2360 t de capacité à rupture, fixées chacune à un contrepoids de 750 t déjaugé reposant sur le fond. L'amplitude des marées, qui est d'environ 40 cm dans cette zone méditerranéenne, est compensée en continu par un système de ballastage.

Le catamaran est un vaisseau semi-submersible constitué de deux flotteurs reliés entre eux par une structure treillis, assurant une fixation monolithique sur la barge Lisa. Les flotteurs supportent l'équivalent d'un pont roulant permettant à un chariot de couvrir une zone rectangulaire de 35 m x 15 m. Un tube plongeur vertical de 2,15 m de diamètre est encastré sur le chariot et descend à quelques décimètres au-dessus du fond, il sert alternativement de guide pour le marteau de battage des inclusions et de goulotte pour l'étalement et le réglage des couches de sable et de gravier.

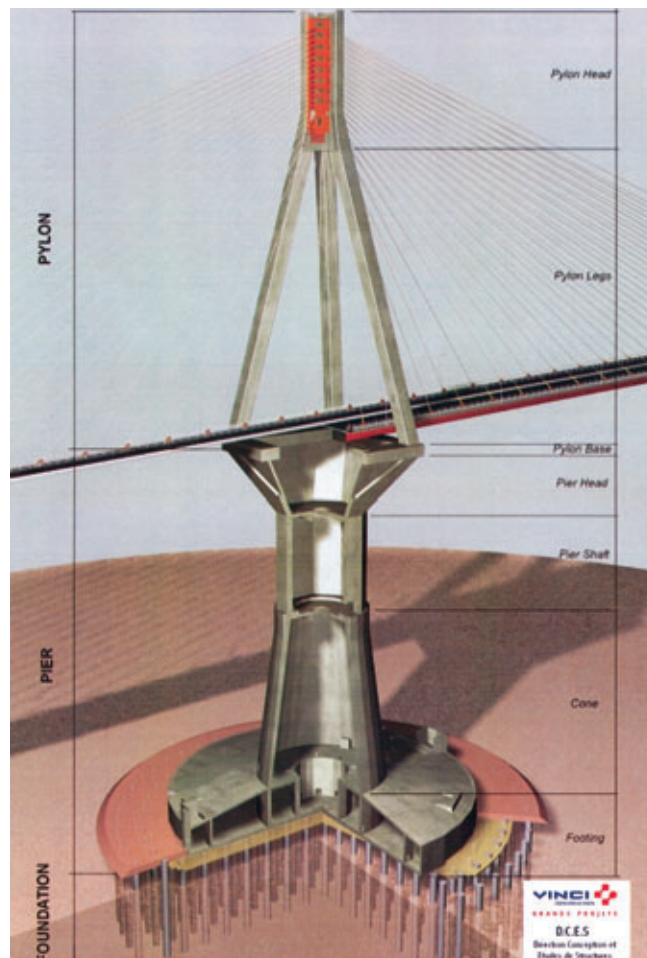


Figure 3
Ecorché 3D
de la pile M3
3D cutaway view
of pier M3

Pierre Morand

DIRECTEUR
DES TRAVAUX
Kinopraxia Gefyra (Groupe VINCI
Construction Grands Projets)



Spyros Zafiratos

DIRECTEUR
DES TRAVAUX
MARITIMES
Kinopraxia Gefyra (Groupe VINCI
Construction Grands Projets)



Philippe Tavernier

DIRECTEUR
DES TRAVAUX EN DRY
DOCK/WET DOCK
Kinopraxia Gefyra (Groupe VINCI
Construction Grands Projets)



Laurent Boutillon

INGÉNIEUR DIMT
VINCI Construction Grands Projets



Photo 1
Dragage
 avec Lisa
Dredging
 with Lisa



PRINCIPALES QUANTITÉS
DRY DOCK

- Dragages : 350 000 m³
- Palplanches : 4 400 t
- Remblais : 22 500 m³

Les 270 000 m³ de dragages
 (photo 1)

La première phase de préparation du sol de fondation consiste à draguer sur une profondeur d'environ 4 m pour obtenir une surface saine et plane. Pour les piles M2 et M3, ces dragages ont été effectués avec Lisa équipée d'un godet hydraulique de 20 m³ à une cadence moyenne de 80 m³/h. Les piles M1 et M4 ont été draguées avec une grue Lima 2400 sur barge équipée d'un godet de 4 m³.

Le battage des inclusions et le nivellement des couches de gravier (figure 4 et photo 2)

L'aire d'environ 110 m de diamètre, correspondant à la zone de renforcement de la pile M3, est découpée en rectangles de 28 m x 14 m. Lisa, équipée du catamaran, est positionnée à la verticale des rectangles et effectue, au rythme moyen de 2,5 jours par rectangle, les travaux suivants :

- ◆ dépôt et réglage d'une couche filtrante de 90 cm d'épaisseur (durée environ 4 heures). Le dépôt est effectué par bandes successives de 2 m de largeur obtenues par translation du tube plongeur. La position en X et Y du tube est mesurée en permanence par GPS. Le nivellement de la couche est imposé par le niveau de l'extrémité inférieure du tube qui est asservi en Z par deux vérins qui ont pour fonction de compenser les quelques centimètres de déformée de flexion de la structure du catamaran ;
- ◆ battage de huit inclusions au pas de 7,00 m x 7,00 m (durée environ 2 heures/inclusion) ;
- ◆ le battage est effectué à l'aide d'un marteau hydro-pneumatique Menck de 200 kJ alimenté depuis la barge par un ombilical. Le marteau est guidé sur le tube plongeur ;
- ◆ dépôt et réglage d'une couche de gravier roulé 10/100 de 1,90 m d'épaisseur (durée environ 7 heures).

La procédure est identique à celle du dépôt de la couche de sable.

Une fois les inclusions terminées, une couche finale de gravier concassé de granulométrie 10/100 de 500 mm d'épaisseur est réglée selon le même principe. Des relevés bathymétriques sont régulièrement effectués. Les performances obtenues sont de l'ordre de 90 % de la surface dans la tolérance de ± 3 cm ce qui est exceptionnel (figure 5).

Les installations (figure 6)

Les installations de chantier, situées essentiellement côté Antirion sur le continent, s'étendent sur environ 20 ha. Elles sont constituées de deux zones distinctes. La première, articulée autour du *dry dock* comprend notamment une centrale à béton 2 x 60 m³/h, une aire de coupage/façonnage et d'as-

Figure 4
Battage des inclusions.
 La barge à pieds tendus Lisa et le catamaran en phase de battage des inclusions

Driving of inclusion tubes.
The tension-leg barge Lisa and the catamaran during the inclusion tube driving phase



Photo 2
 Lisa et le catamaran en cours de battage
Lisa and the catamaran during driving



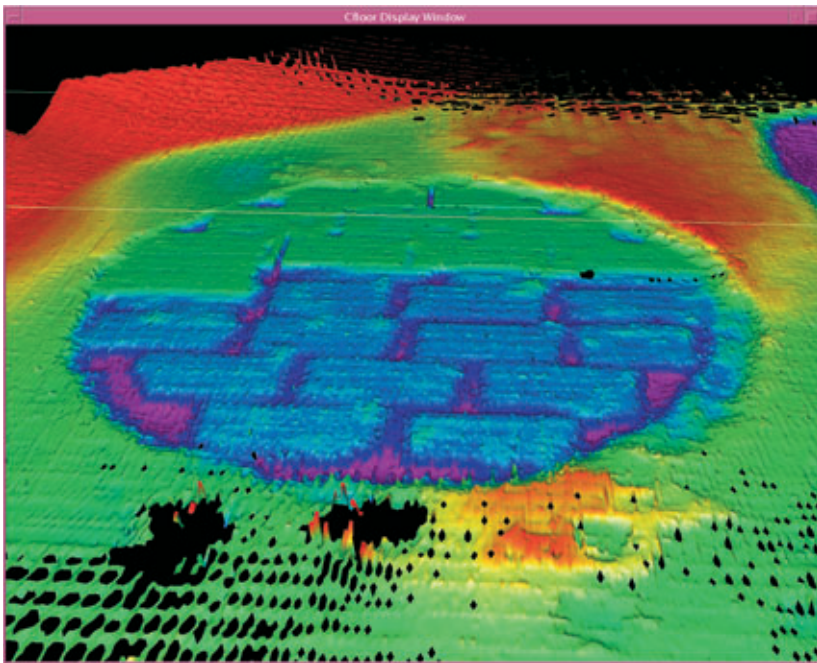


Figure 5
 Relevé bathymétrique en 3D de la surface de la semelle en cours de travaux.
 Au premier plan, les rectangles bleus correspondent aux positions successives de Lisa, au second plan la couche finale de gravier (en vert) est en cours de dépôt

3D bathymetric measurement of the surface of the flange during the works. In the foreground, the blue rectangles correspond to the successive positions of Lisa, while behind this the final layer of gravel (in green) is being deposited

semblage des cages d'armatures, une aire de pré-fabrication des prédalles et un quai de chargement. La seconde comprend la zone de fondations des piles du viaduc d'accès, l'accès terrestre au *wet dock*, le dispositif de mise en tension des chaînes d'amarrage des piles en flottaison et un petit port créé avec les matériaux de dragage pour l'accostage des divers équipements nautiques.

Le dry dock (figure 7)

Les embases et l'amorce des cônes sont réalisées en deux phases dans un *dry dock* construit à cet effet. Les gabions de 20,5 m de diamètre sont réalisés avec des palplanches plates. Ils dégagent une zone de 200 m de longueur par 100 m de largeur où sont implantées deux zones de travail de 90 m de diamètre chacune, l'une au niveau - 8 m, l'autre au niveau - 12 m.

Pour la première utilisation, le *dry dock* est fermé par un batardeau semi-circulaire constitué de deux rideaux de palplanches. Ultérieurement, après le démontage du batardeau et remorquage du premier élément, la fermeture du batardeau est assurée par la seconde embase. L'étanchéité est garantie par une poutre semi-circulaire équipée d'un joint oméga sur laquelle vient reposer l'embase et par un double rideau de palfeuilles qui vient refermer le caisson sur les gabions. L'embase qui est ballastée est équipée d'une réhausse métallique de 5,5 m de hauteur permettant d'obtenir un franc-bord de 2,5 m. Cette conception originale a permis d'économiser trois montages et démontages successifs du batardeau soit un gain d'environ un an sur le chemin critique. Les solutions alternatives consistant soit à réaliser deux *dry dock* soit à réaliser un bateau-porte de 12 m de hauteur par 100 m de largeur n'étaient viables ni en termes de coût ni en termes de délais.

Figure 7
 Coupe longitudinale sur le *dry dock*
 Longitudinal section of the *dry dock*

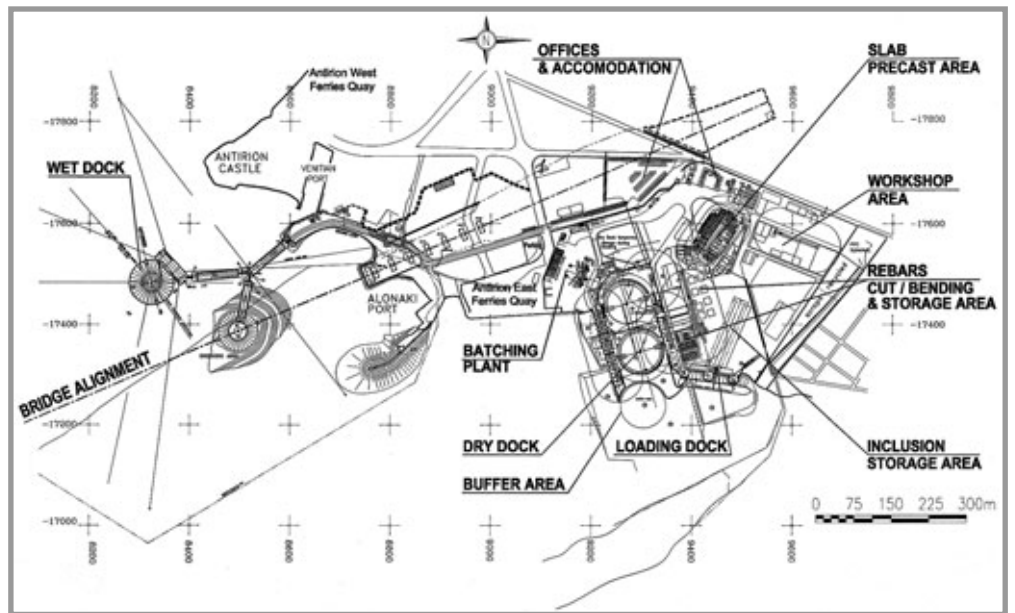


Figure 6
 Plan des installations de chantier
 Drawing of site installations

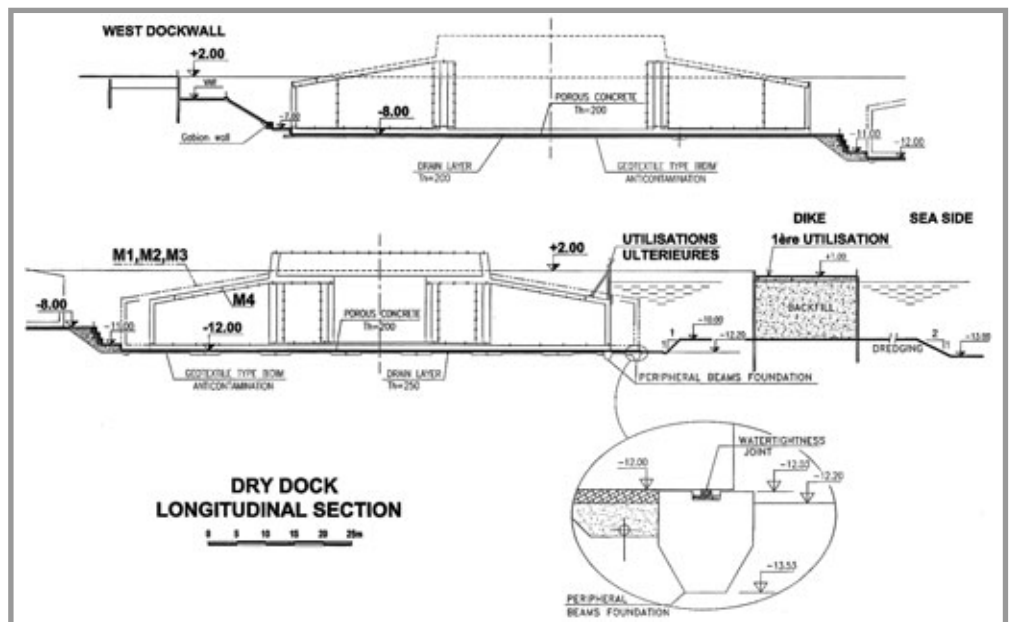


Photo 3

Le *dry dock* avec les embases de M2 et de M1, la pile M4 en attente dans le *buffer*. En bas, l'aire de préfabrication des armatures. En bas à droite, la barge motorisée SAR 3 en cours de chargement avec les inclusions

The dry dock with the bases of M2 and M1, with pier M4 on standby in the buffer. At the bottom, the reinforcement prefabrication area. At the bottom right, motor-driven barge SAR 3 during loading with the inclusions



Photo 4

L'embase de M3 en cours de fabrication

The base of M3 during manufacture

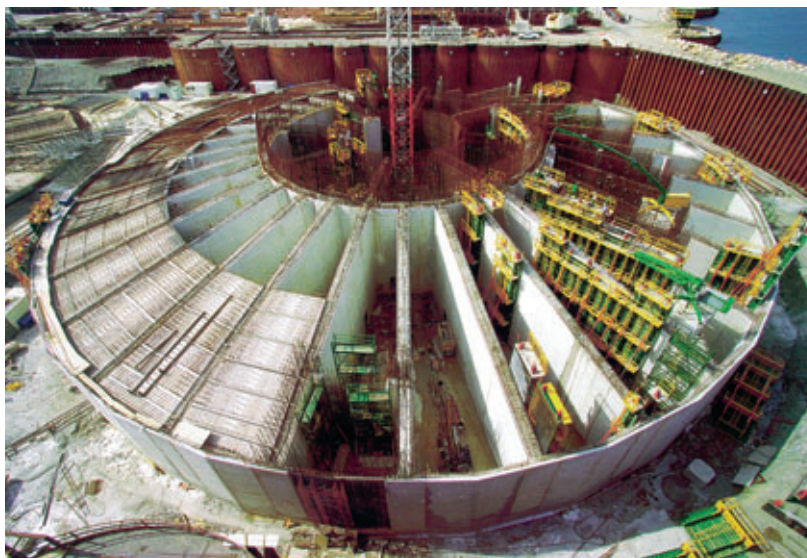


Photo 5

La pile M4 sur le *wet dock*. Au premier plan, la barge Lisa équipée du catamaran est déplacée à l'aide de la barge SAR 3

The M4 pier on the wet dock. In the foreground, the Lisa barge equipped with the catamaran is moved by means of the SAR 3 barge



La construction des embases

(photos 3 et 4)

La première phase de construction sur la plate-forme à - 8 m a consisté à réaliser le strict minimum pour permettre la mise en flottaison de l'embase c'est-à-dire le radier d'épaisseur variable de 1,0 à 1,4 m coulé par plots d'environ 300 m³, le voile périphérique, une partie des voiles radiaux, le voile extérieur du tore et l'amorce de la dalle supérieure. Les voiles sont coulés toute hauteur (11,2 m) avec des banches GTC 99 (capacité 9 t/m²). Le béton est mis en place par pompage depuis la centrale à béton via 400 ml de canalisation diamètre 150 mm.

Chaque embase est équipée d'une grue Potain MD 600 (600 t/m) avec flèche de 60 m et crochet de 13 - 26 - 39 t, encastrée au centre du radier. Ces grues resteront à cette place sur le *wet dock* puis in situ jusqu'à l'achèvement de la base du pylône. Une astuce de chantier a permis de gagner près de deux mois de délais sur le chemin critique. Elle a consisté à construire en temps masqué la rondelle centrale du radier, à y monter la grue puis, après la libération de la position - 8 m, à riper cet ensemble d'environ 500 t pour permettre le démarrage immédiat du nouvel élément.

L'embase est achevée sur la plate-forme à - 12 m. La dalle supérieure est bétonnée sur des prédalles de 30 cm d'épaisseur posées sur les voiles radiaux. Les trente-deux facettes de l'amorce du cône sont bétonnées sur une hauteur de 3,25 m et enfin l'embase est équipée des systèmes de ballastage et de l'ensemble des appareils de remorquage et d'ancrage.

Une fois les deux embases prêtes, le *dry dock* est noyé. L'embase achevée est remorquée jusqu'au *wet dock* à l'aide de trois remorqueurs de 60/80 t de force au bollard, accompagnés d'un remorqueur plus puissant de 100/120 t pour le relevage et la connexion des chaînes d'amarrage du *wet dock*. L'autre embase est tractée par des treuils à la verticale de la plate-forme à - 12 m et ballastée en position. L'opération complète, remplissage, transfert, fermeture et vidange dure environ trois semaines.

Le *wet dock* (photos 5 et 6)

L'implantation du *wet dock* nécessitait de trouver une zone relativement abritée de la houle et des courants, n'interférant pas avec le trafic maritime et présentant des fonds supérieurs aux 55 m de tirant d'eau de la pile avant remorquage in situ. Par chance une telle zone existait à proximité des installations ce qui a permis d'envisager un accès terrestre.

Deux problèmes restaient à résoudre. Le premier concerne la stabilité très médiocre de la pile en flottaison du fait de sa forme. En effet avec un "p - a" pouvant descendre en dessous de 0,80 m, la



Photo 6
La pile M2 vient d'être installée sur le wet dock
The M2 pier has just been installed on the wet dock



Photo 7
Le fût de la pile M3 en cours de réalisation avec la barge support et la barge Saroula servant au transport des toupies
The shaft of pier M3 undergoing construction with the support barge and the Saroula barge used to transport the concrete mixer trucks

pile et surtout la grue est sensible à la gîte due aux moments de reversement considérables générés par les courants. C'est pourquoi un système de ballastage dynamique surveillé 24 heures sur 24 a été mis en œuvre afin de garantir la verticalité de l'ensemble.

Le second problème consistait à limiter les mouvements de la pile en flottaison. La solution retenue a consisté à amarrer la pile avec trois chaînes disposées à 120° et tendues entre 100 et 160 t. Chaque chaîne a une longueur d'environ 450 m et une résistance à rupture de 1360 t. Les deux chaînes ancrées en mer sur des pieux ϕ 2000 ont une longueur constante tandis que la troisième est fixée à terre sur un tendeur permettant les 190 m de course nécessaire à la mise en tension.

Une succession de trois barges articulées entre elles permet l'accès des camions sous le crochet de la grue et une passerelle bi-articulée assure l'accès du personnel sur la pile.

La construction des cônes

Le cône est réalisé au moyen d'un coffrage auto-grimpant sans tiges traversantes. Chaque levée de 1,80 m de hauteur est bétonnée à la benne de 2 m³ par demi-cercle au rythme moyen d'une levée tous les deux jours soit un bétonnage de 150 m³ chaque jour. Une des contraintes de la réalisation du cône réside dans la densité d'armatures qui atteint dans cette zone 250 kg/m³. Le ferrailage étant constitué de plusieurs nappes de HA 40, il n'était pas envisageable d'effectuer des recouvrements à chaque levée. La solution retenue a été de mettre en œuvre les armatures par nappe préfabriquées sur une hauteur correspondant à quatre levées. Pour assurer le positionnement précis et le maintien de ces nappes sur la circonférence du cône,

une charpente métallique est noyée dans le béton. L'économie sur les quantités d'armature et surtout les gains de productivité ont permis de compenser les 200 t de charpente perdues dans le béton.

L'échouage des piles

L'échouage des piles est programmé en période de mortes-eaux lorsque les courants sont minimaux. La pile est déplacée à l'aide de trois remorqueurs. Une fois à la verticale de la position théorique, les remorqueurs positionnés en étoile à 120° viennent s'ancrer sur trois ancres prépositionnées et testées à 100 t. Les déplacements de la pile s'effectuent alors par action des treuils des remorqueurs (de capacité comprise entre 100 et 250 t). La pile est ballastée jusqu'à obtenir un pied de pilote d'environ 1 m puis on attend la renverse pour la phase finale qui exige un courant inférieur à 0,35 m/s. Le contrôle de la position (X, Y et azimut) de la pile est assuré par GPS et par une action constante et conjointe des trois remorqueurs. Les tolérances de positionnement qui sont de ± 10 cm en plan et $\pm 2^\circ$ en azimut ont été pour l'instant largement respectées puisque la pile M4 a été positionnée à moins de 5 cm en plan. M3, posée en premier, a été prise comme point 0 selon X, et se trouve décalée de 4 cm selon Y. L'inclinaison de la pile par rapport à la verticale dépend de la qualité du nivellement de la couche de fondation. Les inclinaisons des piles M3 et M4 déjà posées, sont inférieures à 1,5 %.

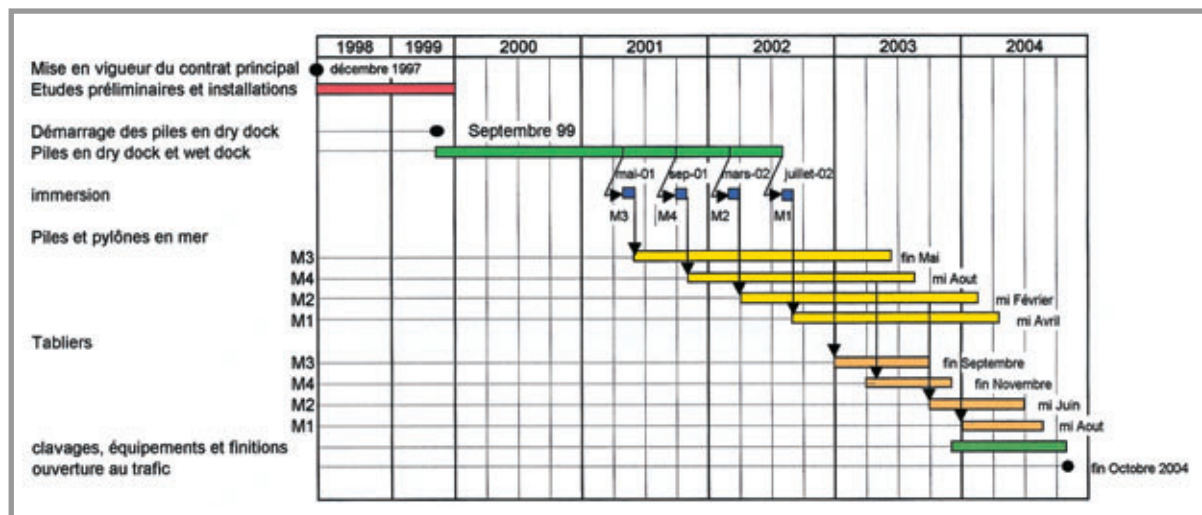
Le fût de pile (photo 7)

Les fûts de pile octogonaux, de hauteur variable, sont réalisés par levées de hauteur maximale 5,60 m à l'aide de banches GTC 99 sur consoles. Chaque

LES BÉTONS

- Quantité pour les quatre piles y compris les pylônes : 185 000 m³
- Près de 30 formulations mises au point pour faire face aux différents besoins
- Durabilité 120 ans : enrobage 7,5 cm et grande compacité, faible taux de pénétration des chlorures
- Résistance : C45/55 jusqu'au cheville - C50/60 pour la base du pylône - C60/75 pour les jambes et la tête ainsi que pour la connexion cône/jambe
- Granulats : concassé calcaire non réactif provenant de la carrière d'Araxos à proximité de Patras
- Ciment de laitier à chaleur d'hydratation modérée : 400 à 490 kg/m³, E/C < 0,4
- CEM III BFS avec 60 % de laitier pour les C45/55 mélangé avec du ciment
- CEM III BFS + CEM I Portland pour les C50/60 et C60/75
- Adjuvants : super-plastifiant Optima 100 et Glenium 27
- Agent de viscosité Chrysoplast CV 70

**Le planning
de réalisation**
The work schedule



► levée est bétonnée par quart ce qui conduit à des bétonnages d'environ 200 m³. L'approvisionnement des piles est assuré par une barge fixe, dite barge support, de 91 x 27 m amarée à la pile ainsi que par une barge motorisée spécialement conçue et fabriquée pour cet usage. Cette barge de 34 x 11 m, qui est capable de transporter quatre toupies simultanément ou le fardier de transport des cages d'armatures, permet un chargement/déchargement rapide des véhicules en *roll-on/roll-off*, sur la barge support.

Le chapiteau (photo 8)

Extraordinairement ferrailé avec une moyenne 450 kg/m³ d'armatures et des densités locales dépassant 700 kg/m³, de géométrie complexe et de dimensions imposantes, le chapiteau est certainement la pièce la plus complexe de l'ouvrage. Il est réalisé dans un équipement monolithique de 550 t coffrant les 2900 m² de parement extérieur.

La complexité géométrique interdit une préfabrication des armatures, les dix-huit lits de HA 40, neuf par faces, sont donc assemblés barre par barre. Afin de permettre les recouvrements ultérieurs, les arrêts de barres des lits verticaux sont échelonnés ce qui nécessite de coffrer les 2/3 du parement extérieur et de mettre en place plus de 700 t d'armatures sur un total de 1 750 t avant de pouvoir réaliser le premier bétonnage.

Les 4 060 m³ de béton du chapiteau sont mis en place en six levées de 2,70 m et 2,575 m de hauteur. Chaque levée étant réalisée par quart. La durée prévisionnelle de réalisation du chapiteau est de 28 semaines.

■ CONCLUSION

La première étape du chantier que constitue la réalisation des piles est bien engagée. Les méthodes ont fait leurs preuves et malgré les nombreuses

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Concédant

Ministère de l'Équipement, Planning et Travaux publics grec

Concessionnaire

Groupement Gefyra SA constitué de VINCI (53 %) et de six sociétés grecques : J & P Hellas (11,2 %), TEV (7,74 %), Helleniki Technodomiki (7,74 %), Athena (7,74 %), Proodeftiki (7,74 %) et Sarandopoulos (4,84 %)

J.V de construction

Groupement Gefyra Kinopraxia, mêmes entreprises, mêmes parts

Conception et études d'exécution

Bureau d'études VINCI Construction Grands Projets et Ingerop

Principaux sous-traitants

- Contrôle des études : Buckland & Taylor
- Contrôle des travaux : Maunsell
- Assurance qualité : QCF et Bureau Véritas



Photo 8
Photo la plus récente du chantier. Les 2/3 inférieurs du coffrage extérieur et le début du ferrailage du chevêtre

The most recent photo of the site, the lower two-thirds of the outer shuttering and the start of reinforcement of the header

difficultés inhérentes à ce type de grand projet, les délais sont respectés. La préparation des sols de fondation par 65 m d'eau, y compris dragages, battage de plus de 500 tubes métalliques de gros diamètre et mise en place de couches de gravier avec un nivellement très précis, a certainement constitué la partie la plus délicate et la plus spectaculaire des travaux de cette phase.

La seconde étape, c'est-à-dire la construction des pylônes et du tablier, démarrera d'ici avril 2002 et durera un peu moins de trois ans.

Pour cette phase qui semble trompeusement plus classique, il a fallu aussi résoudre des problèmes redoutables et mettre au point des méthodes de construction spécifiques. En effet pour chacune des phases de construction, il a fallu tenir compte des efforts générés par un séisme de période de retour de 120 ans.

COÛTS

Montant des travaux : 585 millions d'euros sur 7 ans (préparation 2 ans, travaux 5 ans) répartis de la façon suivante :

- installations y compris *dry dock* et *wet dock* : 13 %
- renforcement du sol : 19 %
- piles pont principal : 36 %
- tablier pont principal : 20 %
- viaducs d'accès : 5 %
- équipements et divers : 7 %

ABSTRACT

Construction of the piers of the Rion-Antirion bridge in Greece : Labours of Hercules

P. Morand, S. Zafiratos, Ph. Tavernier, L. Boutillon

The four piers of the Rion-Antirion bridge which by end 2004 will cross the Corinthian Gulf near Patras in Greece are exceptional structures. With foundations in the sea at a depth of over 60 m on a very mediocre soil, they are sized to ensure the stability of the structure in an earthquake liable to occur once every 2000 years. Their construction required special financing arrangements exceptional both by their amount and by their originality.

RESUMEN ESPAÑOL

Construcción de las pilas del puente de Rión-Antirión en Grecia : obras de titanes

P. Morand, S. Zafiratos, Ph. Tavernier y L. Boutillon

Las cuatro pilas del puente de Rión-Antirión que franqueará, hacia finales de 2004, el golfo de Corinto en las cercanías de Patras en Grecia, constituyen una de las mayores obras. Cimentadas en mar a más de 60 metros de profundidad en un suelo sumamente mediocre, estas pilas están dimensionadas para garantizar la estabilidad de la estructura frente a un seismo susceptible de ocurrir una vez cada 2000 años. Su construcción ha necesitado la implementación de medios financieros específicos extraordinarios tanto para su amplitud como por su originalidad.

Matériels et matériaux



Atlas Copco : tableau de commande associant indicateurs traditionnels et affichages numériques

■ DEUX NOUVEAUX COMPRESSEURS DE CHANTIER DANS LE HAUT DE LA GAMME UN ESSIEU D'ATLAS COPCO

Les XAHS 236 et XAMS 286 offrent des débits de 14 et 17 m³/min pour des pressions de service respectives de 1,2 et 0,86 MPa en continu, ce qui les destine à une large palette d'utilisations. Compacts et faciles à manœuvrer, ils conviennent bien au sablage, à la pose de fibres optiques, à la foration en petit diamètre.

Ils utilisent des composants électroniques de haute qualité et ont fait l'objet d'une conception privilégiant la sécurité d'utilisation et la simplicité.



Atlas Copco : nouveau compresseur XAHS 236

Tableau de commande ergonomique

Une de leurs originalités se situe au niveau du tableau de commande qui associe indicateurs traditionnels et affichages numériques. Trois boutons de commande suffisent au pilotage manuel, tandis que les cycles de mise en route, régulation et arrêt sont gérés automatiquement par l'électronique embarquée. Un affichage digital de 80 caractères en langue française renseigne en temps réel sur les conditions d'utilisation et, le cas échéant, sur les alarmes ou sécurités activées. En revanche,

pression d'air, niveau de carburant et nombre d'heures de fonctionnement sont données sur des cadrans conventionnels.

Réglementation européenne anticipée

L'élément compresseur à vis mono-étagé est entraîné par un moteur diesel quatre cylindres Mercedes Benz de 124 kW (OM 904 LA), doté d'un contrôle électronique intégral. Cette motorisation anticipe la directive européenne 97/68/CE relative aux rejets atmosphériques (décret 2000-1202). De la même façon, le niveau sonore de 101 dB (A) satisfait d'ores et déjà à la directive 2000/14/CE. Pour offrir une souplesse d'utilisation optimale, le choix d'options inclut :

- ◆ réfrigérant final/séparateur d'eau associable à un réchauffeur et/ou à une filtration renforcée ;
- ◆ équipement de démarrage par temps froid (-25 °C).

➔ **Contact : Atlas Copco**, Jacqueline Castel
Tél. : 01 39 09 30 06
Fax : 01 39 09 31 99
E-mail : jacqueline.castel@atlascopco.com

■ CHRYSOFLUID OPTIMA 100 L'ADJUVANT DE RION-ANTIRION

Chryso a développé depuis 5 ans une gamme complète de superplastifiants nouvelle génération, adjuvants repoussant les limites de l'ouvrabilité et de l'acquisition des résistances.

Dans cette nouvelle gamme, deux chimies différentes sont à l'origine de ses produits : l'une est très répandue dans le monde des adjuvants du béton et la deuxième, issue de travaux de recherche spécifiques est un savoir faire Chryso, mondialement protégé.

Le Chrysofluid Optima 100 est un superplastifiant issu de cette dernière chimie. Cette molécule est entièrement synthétisée dans l'un des réacteurs de l'usine de Sermaises dans le Loiret. Sa conception offre des propriétés très particulières permettant d'obtenir des bétons dont la mise en œuvre est facilitée.

Ainsi, le Chrysofluid Optima 100, permet d'atteindre de forte réduction d'eau avec un maintien d'ouvrabilité exceptionnel allant de 2 à 10 heures, en fonction des conditions de température et la formulation de béton. Pouvoir garder le béton long-

pour ouvrages d'art

temps à son état frais permet de faire face aux aléas du chantier et de rendre accessibles certaines applications nécessitant cette spécificité.

De plus, le béton obtenu avec le Chrysofluid Optima 100 est peu visqueux, moins collant, ce qui lui confère deux avantages. D'une part, les parements obtenus seront améliorés par une forte réduction du bullage et d'autre part le pompage sera facilité grâce aux propriétés rhéologiques apportées par la molécule de cet adjuvant.

Chryso avec le Chrysofluid Optima 100 a ainsi été choisi comme fournisseur d'adjuvant pour la réalisation des bétons utilisés pour la construction du pont de Rion-Antirion.

Ce pont franchira en 2005 le détroit de Corinthe, reliant la ville de Rion (Péloponnèse) à celle d'Antirion (Grèce Centrale).

La conception et la construction de l'ouvrage sont confiées à Kinopraxia-Gefyra (groupe Vinci) qui a choisi une technique de pont à haubans pour franchir les trois kilomètres du détroit de Rion. Quatre pylônes seront implantés dans le golfe (en zone sismique) et reposeront sur un sol alluvionnaire. Trois travées de 560 m et deux autres de 305 m formeront en continu les 70 000 tonnes du tablier principal.

Pour la réalisation des pylônes, deux types de bétons sont utilisés sur ce chantier avec le cahier des charges suivant :

- ◆ formulation de bétons C45/55 et C60/75 ;
- ◆ bétonnage par temps chaud (entre 30 et 35 °C) ;
- ◆ besoin d'un maintien d'ouvrabilité variant d'une heure à 3 heures ;
- ◆ exigence d'un *slump* entre 14 et 16 cm et supérieur à 20 cm pour le C60/75 ;
- ◆ pompage du béton sur 400 m.

Le choix du superplastifiant Chrysofluid Optima 100 s'est imposé comme seul produit capable de répondre, d'une part aux caractéristiques de maintien d'ouvrabilité de trois heures par temps chaud et d'autre part aux exigences de pompage sur plus de 200 mètres.

Ce superplastifiant est particulièrement adapté pour les chantiers. Il a ainsi été régulièrement choisi pour la formulation des bétons sur des chantiers de prestige : tunnel des Pennes Mirabeau sur le TGV Sud-Est (record du monde de pompage sur longue distance : 2 720 m), observatoire du Pic du Midi

(record européen de pompage en haute altitude), viaduc des Barrails sur l'A89 (parement soigné), puits de Colombes en parois moulées (maintien d'ouvrabilité de 10 heures), etc.

→ **Contact : Chryso**, direction commerciale
Tél. : +33 (0) 2 38 34 14 23
Fax : +33 (0) 2 38 39 01 72

■ APPLICATION DES SOLUTIONS EN REMLAI RENFORCÉ À PAREMENT MINÉRAL EN MILIEU HYDRAULIQUE



France Gabion :
des solutions
contre l'érosion

Spécialiste de la lutte contre l'érosion, **France Gabion** conçoit, fabrique et commercialise des solutions à base de grillage double torsion et leurs produits complémentaires dans les domaines de la maîtrise de l'érosion et de l'environnement.

La technique des remblais renforcés à parement minéral appelée **Terramesh System** est un ensemble monolithique sans aucune discontinuité structurale composé en parement d'un parallépipède de type gabion dont la base se prolonge à l'arrière par une nappe d'ancrage. Cette technique peut être utilisée dans l'aménagement des culées de pont tant pour leur habillage que pour leur protection.

Ce type de structure est réalisé en grillage double torsion à mailles hexagonales 80 x 100.

Le fil employé est revêtu d'une protection anticorrosion de type Galfan, de grande durabilité (nouvelles normes Européennes) et d'un PVC gris clair extrudé à chaud spécialement étudié pour cette application.

L'utilisation de cette technique offre de nombreux avantages :

- ◆ monolithisme : les modules formant l'ouvrage sont ligaturés côte à côte et d'un rang sur l'autre ;
- ◆ grande souplesse : permet à la structure de suivre



France Gabion :
solution de remblai renforcé
à parement minéral en gabions





d'éventuels tassements différentiels sans dommage pour la stabilité;

- ◆ bonne intégration dans l'environnement : par le choix des pierres utilisées qui sont le plus souvent locales;
- ◆ drainant : évite tout problème relatif aux poussées hydrostatiques;
- ◆ pas d'entretien : difficulté de faire des tags ou de coller des affiches;
- ◆ simplicité de mise en œuvre : nécessite une procédure précise définie au préalable;
- ◆ bonne capacité d'absorption acoustique;
- ◆ assure une bonne protection contre les sollicitations hydrauliques.

La technique de renfort en grillage double torsion peut être associée à des renforts géosynthétiques. Par ailleurs, la solution de remblai renforcé à parément minéral en gabions peut être astucieusement appliquée dans le domaine hydraulique, profitant ainsi des propriétés de protection et de lutte contre l'érosion du gabion face aux sollicitations d'un cours d'eau au droit d'un ouvrage de franchissement. Cette technique peut être associée le cas échéant à des protections anti-affouillement en pied d'ouvrage à l'aide de matelas Reno.

→ **Contact : France Gabion**
 Tél. : +33 (0) 4 75 86 19 99
 Fax : +33 (0) 4 75 86 09 19
 e-mail : info@francegabion.fr
 internet : www.francegabion.com

■ MANITOU LANCE UNE NOUVELLE GAMME DE ROTATIFS : LES MRT SÉRIE MILLÉNIUM

Depuis 1993, le concept des Manitou Rotatif Téléscopique (MRT) a séduit plus de 1.600 industriels et professionnels du bâtiment. Fruit d'un dialogue permanent entre les utilisateurs, les techniciens de maintenance et le bureau d'étude, la nouvelle gamme de rotatifs Manitou propose cinq modèles : MRT 1432 série M, MRT 1542 série M, MRT 1742 série M, MRT 1850 série M et MRT 2145 série

M. Capacités de charges accrues, simplicité d'utilisation, nouveau contrôleur d'état de charge, confort et ergonomie... les MRT série M possèdent de nombreux avantages.

Augmentation des capacités de charges

L'une des caractéristiques de cette nouvelle gamme, est l'augmentation des capacités de charges sur pneumatiques et sur stabilisateurs. La nouvelle génération de flèches légères et résistantes, sur les MRT 1742, 1850 et 2145 série M, et le développement réalisé en partenariat avec la société Hurth sur les ponts "Heavy Duty", permettent une amélioration significative des abaques de charges.

Simplicité d'utilisation

Le MRT série M se distingue par la souplesse, la simplicité et la rapidité de ses mouvements hydrauliques. Grâce à un système multi-pompes, un grand réservoir hydraulique et deux joysticks trois en un électro-proportionnel Danfoss placés de chaque côté du siège, il est précis et rapide. Le déploiement des stabilisateurs s'effectue de façon simultanée, à l'aide d'un switch électrique, pour un positionnement simple et efficace. Les distributeurs à centre ouvert, autorisent le branchement des accessoires sans décompresser le circuit hydraulique. La transmission hydrostatique Rexroth procure une grande souplesse de conduite et ce sans changer de vitesse.

Nouveau contrôleur d'état de charge

La réglementation (norme NF EN 1459) assimile dorénavant les rotatifs aux grues automotrices. Les MRT série M sont conformes au projet de norme européenne sur les grues mobiles (Pr EN 13000) qui devrait prochainement voir le jour.

Un nouveau contrôleur d'état de charge, le Manitou Safety System (MSS), a également été installé sur la nouvelle série M. Ce nouveau procédé affiche en continu l'angle de flèche, le rayon, le poids de la charge et mémorise jusqu'à huit abaques de charge pour huit accessoires. Le système détecte automatiquement la configuration de travail de la machine et sélectionne l'abaque de charge approprié. Le MSS détecte la pression exercée au sol par chaque stabilisateur et offre une possibilité de calage intermédiaire.

Confort et ergonomie

Un fauteuil double accoudoir, un coffre de rangement et des garde-boue acier formant une plateforme pour se déplacer sur la machine... la série



Manitou : une nouvelle gamme de rotatif téléscopique

	MRT 1432 M	MRT 1542 M	MRT 1742 M	MRT 1850 M	MRT 2145 M
Rotation	400° (200+200)			Continue	
Stabilisateurs	Standard	Téléscopiques à ciseaux			
Correcteur de dévers	Non disponible			Standard	
Flèche	Triplex		Quadriplex		
	Téléscopage simultané				
	Hydraulique		A chaînes		
Freins	Multidisques à bain d'huile				
	Pont avant		Sur les deux ponts		
Moteur Perkins	1004.4 Turbo			1004.40 TW	



**Manitou :
le MRT 1432**

M est très confortable. Le tableau de bord a été simplifié et les sélecteurs ainsi que les leviers ont été matérialisés par des symboles universels. Les MRT 1850 et 2145 série M, sont dotés d'un correcteur de dévers pour améliorer le confort de l'utilisateur sur sols accidentés. Efficace, il peut compenser des pentes allant jusqu'à 15 %. La capacité du réservoir gazole a également été augmentée de 30 %.

Capable de recevoir une large variété d'équipements (potences, bennes, nacelles...) le MRT série M est parfaitement polyvalent. Il offre les avantages conjugués d'un Maniscopic, d'une grue tout terrain et d'une nacelle. De nouveaux accessoires, comme les treuils 3 et 5 tonnes, les potences avec ou sans treuil de 1 000 et 1 500 kg, ou les nouvelles nacelles Aerial jib platform de trois personnes/300 kg, viennent encore enrichir les possibilités d'applications.

→ **Contact** : Vincent Ripaud, **Manitou**
Tél. : +33 (0) 2 40 09 10 56
e-mail : v.ripaud@manitou.fr
internet : www.manitou.com

■ URBANISME ET PALPLANCHES

L'expérience de Schiltigheim (Bas-Rhin) : les palplanches s'affichent en ville

L'agencement harmonieux de l'espace urbain est une exigence forte des administrés des grandes villes et, de ce fait, une préoccupation prioritaire des maires. Pour finaliser ces besoins, l'aménagement dans les quartiers de lieu de vie conduit à la mise en service de mobiliers urbains, d'endroit de proximité privilégiant les activités sociales, sportives et ludiques. Ces nouvelles niches favorisant l'échange sociétal sont devenues d'indispensables nécessités dans les grandes villes ainsi qu'à leur périphérie.

Dans cette démarche volontariste des communes, au-delà des applications urbaines classiques telles les aménagements de berges, la construction de trémie ou l'édification d'ouvrage d'art, la palplanche

a trouvé toute sa place. Elle multiplie les effets architecturaux. Ici la délimitation d'un bac à sable pour bambins, là un mini-espace réservé à la pratique du basket, ailleurs l'enceinte protectrice d'une aire de jeux. Rideaux métalliques en palplanches abritant des zones permettant le stationnement des véhicules, soutènements floraux, sont d'autres éléments décisifs d'une approche urbanistique novatrice.

Avant-gardiste, la mairie de Schiltigheim, près de Strasbourg, s'est résolument engagée dans la démarche "palplanches en site urbain". Il y a quelques années, une première tranche s'est réalisée dans un quartier populaire de la ville. L'idée et le résultat ayant séduit les habitants, une seconde tranche a vu le jour dans un autre quartier.

Le débattement des serrures permet les courbes. L'onde naturelle des palplanches et le dégradé maîtrisé des hauteurs évoquent le mouvement. La palplanche joue de l'étude des perspectives, provoque l'imaginaire. Elle invite à l'exploration et à l'appropriation du lieu. Une colorisation précise fait le reste.



Elle peut d'ailleurs, sans grands frais, être rafraîchie ou modifiée par les services techniques de la ville ou par des jeunes organisés en régie de quartier. Ainsi personnalisé mais mieux intégré à la ville, le quartier, paraît plus changeant, plus chaleureux, plus convivial, affichant une identité agréable et inventive toujours retravaillée où chacun trouve son équilibre.

→ **Contact** : Michel Siret, **Europrofil France**, division palplanches
Tél. : +33 (0) 3 87 37 06 56
Fax : +33 (0) 3 87 37 05 93
e-mail : siret-europrofil@wanadoo.fr



**Europrofil France :
des solutions de palplanches
en milieu urbain**