

TRAVAUX

REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS

OUVRAGES D'ART. VIADUC DE LA COTIERE SUR L'A432. NOUVEL ECHANGEUR DE PONT-L'EVEQUE. PASSERELLE DU PAILLON. PONT ERIC TABARLY. NOUVEAU PONT DE TEREZEZ. OUVRAGE D'ART NON COURANT DE BERGERAC. VIADUC DU TORRANCHIN. OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DU BONNANT. VIADUC HAUBANE AU MAROC. PONT MULTI-HAUBANE DE KAZUNGULA. INDE : PONT EXTRADOSSE DE MOOLCHAND. LE BOIS DANS LES TABLIERS D'OUVRAGES D'ART

N° 879 MARS / AVRIL 2011



PONT DE TÉRÉNEZ
© VINCI & Filiales -
Panoramique Bretagne



Directeur de la publication
Patrick Bernasconi

Directrice déléguée
Rédactrice en chef
Mona Mottot

3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : +33 (0)1 44 13 31 03
Email : mottotm@fnfp.fr

Comité de pilotage

Laurent Boutillon (Vinci Construction Grands Projets), Jean-Bernard Datry (Setec TPI), Stéphane Monleau (Solétanche Bachy), Bruno Radiguet (Bouygues), Jacques Robert (Arcadis ESG), Claude Servant (Eiffage TP), Philippe Vion (Systra), Jean-Marc Tanis (Egis), Michel Duviard (Egis), Florent Imberly (Razel), Mona Mottot (FNTP)

Ont collaboré à ce numéro

Rédaction
Bernard Aldebert,
Monique Trancart
Secrétariat de rédaction
Julia Deck

Service Abonnement et Vente Com et Com

Service Abonnement TRAVAUX
Bât. Copernic - 20 av. Édouard Herriot
92350 Le Plessis-Robinson
Tél. : +33 (0)1 40 94 22 22
Fax : +33 (0)1 40 94 22 32
Email : revue-travaux@cometcom.fr

France (10 numéros) : 190 € TTC
International (10 numéros) : 240 €
Enseignants (10 numéros) : 75 €
Étudiants (10 numéros) : 50 €
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)
Multi-abonnement : prix dégressifs
(nous consulter)

Publicité

Régie Publicité Industrielle
Xavier Bertrand - Nourredine Bennai
9, bd Mendès France
77600 Bussy-Saint-Georges
Tél. : +33 (0)1 60 94 22 27
Email : bertrand@rpi.fr - bennai@rpi.fr

Site internet : www.revue-travaux.com

Réalisation et impression

Com'1 évidence
8, rue Jean Goujon - 75008 Paris
Tél. : +33 (0)2 32 32 03 52
Email : contact@com1evidence.com

Maquette

Idé Edition

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 SAS
9, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n°0111 T 80259
ISSN 0041-1906

UNE INTELLIGENCE CONCEPTUELLE REMARQUABLE



© DR

Ce numéro spécial de la revue TRAVAUX consacré aux Ouvrages d'Art illustre une nouvelle fois la compétence de nos concepteurs, de notre ingénierie et de nos entreprises de génie civil. Les différents ouvrages présentés mettent en avant plusieurs aspects de cette compétence et surtout une intelligence conceptuelle remarquable.

L'intelligence conceptuelle est la capacité à proposer un ouvrage qui réponde avec élégance et simplicité apparente à des objectifs exigeants et parfois contradictoires, en termes d'architecture, de fonctionnalités, d'intégration urbaine, d'apport à la qualité de vie des usagers et riverains, de respect de l'environnement, de durabilité et de maîtrise des coûts. Nous pourrions parler d'une réponse intégrant les différentes facettes du développement durable.

Cette réussite est certainement le fruit de la qualité des partenariats entre architectes et ingénieurs, qui permet à chacun d'exprimer au mieux son art dans une œuvre commune. Le pont Éric Tabarly à Nantes, le pont de Bouregreg au Maroc et le pont de Térénez en sont des exemples remarquables.

Les ouvrages présentés couvrent une large gamme de techniques et de structures. Mais les ponts à haubans se détachent des autres ouvrages, par leur audace technique et leur élégance.

Comme depuis plusieurs années, le métal « se taille la part du lion » dans les structures des tabliers des grands ouvrages. Mais il démontre, avec le pont Éric Tabarly, que nous ne sommes pas condamnés à des structures bipoutres lorsque les performances techniques et les objectifs architecturaux exigent davantage de créativité.

Toutefois, la capacité des structures bipoutres à franchir de très grandes portées s'est encore accrue avec l'utilisation d'acier à Haute Limite d'Elasticité S460, comme dans le cas du pont de Bergerac sur la Dordogne. Ces performances permettent de répondre efficacement à des contraintes fortes, ici environnementales, sans recourir à des solutions complexes ou coûteuses.

À côté des aciers à Haute Limite d'Élasticité et des Bétons à très Hautes Performances, l'utilisation des matériaux organiques, nouveaux ou traditionnels, se développe, car ils apportent des réponses nouvelles aux attentes des maîtres d'ouvrage, ainsi qu'en témoignent les articles relatifs aux renforcements par matériaux composites et à l'utilisation du bois dans les structures.

Ce numéro présente également plusieurs exemples d'interventions de notre ingénierie à l'international. Il est important de saluer cette reconnaissance de sa créativité et de sa compétence technique.

Les ouvrages exposés dans ce numéro démontrent la diversité des réponses structurelles possibles, dans un environnement parfois très contraint dans ses dimensions spatiales, temporelles et économiques. Mais ils démontrent surtout une attention renouvelée à l'homme et à son environnement, aujourd'hui et demain, dans la réalisation des grands projets d'infrastructures.

THIERRY KRETZ
CHEF DU CENTRE DES TECHNIQUES
D'OUVRAGES D'ART, SETRA



1 - Coffrage
du viaduc
de la Côtière
(Rhône).

© DR

ACC

L'ARTISAN DU COFFRAGE EXCEPTIONNEL

REPORTAGE DE BERNARD ALDEBERT

LES OUVRAGES DE BÉTON NE SONT RÉALISABLES QUE PARCE QUE LES ENTREPRISES DISPOSENT DE COFFRAGES QUI PERMETTENT DE COULER LES FORMES ET LES PORTÉES VOULUES. SI UNE GRANDE MAJORITÉ DE RÉALISATIONS FAIT APPEL À DES COFFRAGES COURANTS, LES GRANDS OUVRAGES NÉCESSITENT DES COFFRAGES SPÉCIAUX. LEUR CONCEPTION EST À CHAQUE FOIS UNE VÉRITABLE CRÉATION, CAR IL FAUT OPTIMISER LA MATIÈRE SANS JAMAIS METTRE EN PÉRIL LE RÉSULTAT FINAL.

Depuis plus de vingt-huit ans, aujourd'hui sous le nom d'ACC, Alain Canivet conçoit des coffrages spéciaux qui ont servi à réaliser parmi les plus grands et plus beaux ponts, tunnels, ouvrages maritimes, construits au cours de ces dernières décennies. Dans le domaine des Travaux Publics, les coffrages sont rarement identiques. Mais, entre l'école allemande qui choisit la constitution de l'outil à partir d'éléments standards et l'école française qui l'adapte à chaque projet, ACC est un représentant emblématique de la seconde.

Cette entreprise est d'abord celle d'un homme : Alain Canivet, qui est passé, entre autres, chez Sercomat puis Outinord où il a organisé la section TP, avant de créer sa propre structure en 1983. Depuis, on retrouve sa marque dans presque toutes les parties du monde, essentiellement sur de grands ouvrages complexes et prestigieux. Cette activité travaux a été régulièrement ponctuée de nombreuses innovations dont beaucoup font aujourd'hui partie de la panoplie des entreprises et des fabricants de coffrages.

INVENTEURS DES COFFRAGES AUTOBLOQUANTS

À la base, il n'y a que de la matière grise car, si ACC a eu, un temps, un atelier, Alain Canivet a préféré s'en séparer pour se consacrer à la pure conception. L'équipe est des plus réduites puisqu'elle ne compte que trois personnes : son dirigeant qui partage son temps entre France et International, un représentant à Paris, Michel Plewinsky, et une autre au Portugal, Esteves Nuño, en relation permanente avec l'usine qui fabrique les coffrages dans ce pays. La philosophie est toujours la même « il s'agit de trouver la bonne idée pour faciliter le chantier de notre client », énonce simplement le dirigeant. Qu'il s'agisse de ponts, de tunnels, de centrales nucléaires ou de travaux maritimes, c'est l'étude fine de l'ouvrage qui sert de point de départ, quitte, d'ailleurs, à faire évoluer les habitudes au plus grand profit de l'efficacité.

2- Viaduc de la Côtère (Rhône). Coffrage et armatures des chevêtres.
3 & 4- Pont de Rion-Antirion (Grèce).



© HUBERT CANET - BALLODE PHOTO



© DR



© DR

Combien de professionnels se souviennent-ils qu'ACC est à l'origine du changement de longueur des modules des ponts mixtes, passés de 5 à 12 m, ou encore de la diminution du nombre de tiges pour les coffrages de piles de ponts ? Dans le premier cas, celui des ponts mixtes, cela a permis d'assurer une coulée par jour. « Nous avons actuellement cinq ponts en cours de construction qui avancent sur ce principe », précise Alain Canivet.

Mais certaines innovations ont eu beaucoup plus d'importance et ont révolutionné les pratiques. C'était le cas des coffrages de tunnels. « Autrefois, les coffrages étaient ancrés en pied tous les 1,25 m et ces ancrages reprenaient entre 30 et 40 tonnes. C'est en 1992, sur le chantier de l'A 14 que nous avons eu l'idée de concevoir des outils qui reprendraient tous les efforts du béton sur leur structure interne.

La solution passait notamment par une mise en précontrainte et l'exploitation des qualités de flexibilité de la tôle. Ces premiers coffrages « autobloquants » ont remporté un vif succès. Aujourd'hui leur usage est devenu courant ».

UNE FORMATION DE CHARPENTIER MÉTALLIQUE

Chaque ouvrage est un prototype et chacun des outils conçus par ACC aussi, aime à rappeler son fondateur. Qu'il s'agisse de préfabriquer des voussoirs qui seront lancés ou de couler les accropodes mis au point par Sogreah pour la protection des digues contre les attaques marines. Ces ouvrages de 64 tonnes ont trouvé des débouchés dans le monde entier y compris au Japon. Concevoir, des coffrages, en particulier pour les préfabriques d'éléments de très grands ouvrages, c'est aussi s'intéresser à l'outil industriel. « Pour le Pont sur le Tage, nous avons créé une usine capable de fabriquer des poutres de 80 m en deux jours, un record mondial. Chaque jour, les constructeurs posaient un de ces géants de 2 000 tonnes de béton, pas moins de 150 au total en 154 jours ». Quand on lui demande quelle est la source de cette innovation, Alain Canivet la situe dans sa formation d'origine. « En matière de coffrage, on rencontre essentiellement des mécaniciens, je suis à l'origine un charpentier métallique. D'une certaine façon, j'imagine les ensembles coffrants comme on conçoit des constructions. En appliquant les techniques et les principes de conception des charpentes métalliques, on identifie le passage des efforts. ▹

DES RÉFÉRENCES REMARQUABLES

PONT DE RION-ANTIRION EN GRÈCE

La hauteur de la pile est supérieure à 220 mètres dont 65 mètres immergés. Ces piles ont été réalisées en 6 phases (avec des coffrages ACC). L'objectif était d'éviter l'emploi de la grue à chaque phase de manutention des coffrages sauf pour la phase pyramide inversée. Il a donc été fait le choix de coffrages auto-grimpants. Toutes les opérations de coffrage et de décoffrage, comme les montées sur des hauteurs de 4 mètres, sont hydrauliques. La course maximale des vérins hydrauliques qui poussaient l'ensemble était de 5 m.

Les coffrages de 4 m x 4 m ne comportaient aucune tige traversante et avaient été conçus pour le coulage de béton autoplaçant. L'élimination maximale des tiges traversantes est un objectif permanent d'ACC. Ces dispositifs, que la société a constamment améliorés, sont devenus maintenant d'usage courant sur les chantiers de piles de pont avec des banches de 4 m de hauteur.

Sur les photos apparaissent les coffrages des pylônes (extérieur et intérieur) (photos 3 & 4).

LE TUNNEL DE MALIAKOS EN GRÈCE

Pour le tunnel de Maliakos d'une longueur d'environ 2 x 1,8 km, ACC a proposé un coffrage d'une largeur de 13,5 m et d'une longueur de 12,5 m. Le bétonnage était assuré à raison d'une coulée tous les jours (photos 5 & 6). Le coffrage était conçu en s'appuyant sur la technique mise au point par la société pour le chantier de l'A14 (avec GTM et Bouygues) de coffrage autobloquant avec précontrainte hydraulique. Ce procédé est désormais largement utilisé sur les chantiers de tunnels.

LE VIADUC DE LA CÔTIÈRE

Les chevêtres du viaduc de la Côtère atteignaient 27 m de haut et 5 m de large pour une largeur moyenne de 3,7 m. Les coffrages utilisés sont autoportants et sans structure complémentaire. Les parties en porte-à-faux, de 10 m de long reprennent chacune une charge de béton de 200 t. L'ensemble repose sur quatre appuis reprenant chacun une réaction de 130 t. L'appui se fait sur des protubérances architectoniques d'environ 30 cm de large, pour appuyer l'ensemble des coffrages. De ce fait, il n'était pas nécessaire de faire appel à des dispositifs auxiliaires tels que cône, HEB, étalement, etc. Les temps de manutention et de mise en place étaient ainsi considérablement réduits. Le dispositif permettait d'utiliser une grue de 15 t qui assurait le décoffrage en six manipulations. Au final, le client qui avait prévu de faire un chevêtre en 1 mois et demi, les a réalisés en 3 semaines chacun. (photos 1, 2 & 7).

LE PONT DE TÉRÉNEZ

Le tablier de ce pont haubané a été réalisé par voussoirs successifs, ayant chacun une longueur de 7,50 m et pesant près de 160 tonnes. Sur ce chantier, la difficulté résidait dans la longueur importante à couler pour chaque voussoir en raison du poids du béton ainsi que dans le déplacement du coffrage rendu difficile par la proximité des haubans aux bords des voussoirs. Le problème a été résolu en ancrant les coffrages de rive dans les voussoirs et en faisant glisser l'équipage mobile sur la partie supérieure des coffrages de rive. Sur les coffrages de rive, la réaction par appui, au moment du déplacement, était de 73 t (photo 8).

LES CHEVÊTRES DU PONT DE TRINIDAD

Les chevêtres du pont de Trinidad étaient de type autoportant. Le bétonnage était assuré sur quatre cônes de 60 tonnes, et le chantier était situé au-dessus d'une autoroute. La solution la plus rapide était de disposer le fond de moule et toutes les sécurités en une seule fois afin de gêner le moins possible la circulation (photo 9).



5 & 6- Tunnel de Maliakos (Grèce).

Chacun d'entre eux est étudié et ramené au pied du coffrage. Il est donc possible de déterminer précisément où la structure doit être forte. À contrario, on identifie plus facilement les parties qui peuvent être allégées. Ce qui conduit à des économies considérables de poids. Et la différence est importante, y compris financière, quand, par exemple, une grue doit lever 4 t au lieu de 8 t ».

UN PONT ROULANT POUR COFFRER

Recherche d'efficacité, recherche d'économie et surtout curiosité et imagination servent chaque idée. « Lorsque j'étais à la CFE (désormais Eiffel), j'avais suivi des cours sur les parois fines. J'ai été le premier à les utiliser ».

ACC privilégie la tôle pliée et emploie rarement les profilés laminés, ce qui participe aussi de l'allègement des structures. « Dans le cas du viaduc de

la Côtère, près de Lyon, la tôle pliée que nous avons utilisée était même une tôle de 6 mm ». Ce chantier, réalisé entre 2008 et 2010, illustre d'ailleurs très bien la recherche d'Alain Canivet et de ses collaborateurs, à partir de l'ouvrage lui-même. Là où tout le monde proposait d'importants appuis, ils ont remarqué une décoration prévue par l'architecte d'un débord de 30 cm. C'est là qu'ils ont décidé de s'appuyer et permis d'obtenir une structure particulièrement efficace.

Parfois, les contraintes de chantier sont telles que la conception dépasse largement le seul coffrage. Pour le prolongement de la piste d'atterrissage de l'aéroport de Funchal à Madère, il était impossible de prévoir la moindre grue en raison du passage des avions. L'équipe d'ACC a donc eu l'idée d'un énorme pont roulant qui assurait l'avancement.

Quand un coffrage est conçu, il est réalisé au Portugal, chez un fabricant partenaire d'ACC.

UN SUIVI DE CHAQUE CHANTIER

Concepteur, Alain Canivet ne perd pas contact pour autant avec le chantier.



7



8

© PANORAMIC BERTAGNE / VINCI



9

© DR

« Je n'en laisse jamais démarrer un sans vérifier moi-même que l'installation est parfaite, surtout quand il s'agit de couler en hauteur. Nos clients savent que c'est essentiel pour nous et attendent toujours notre feu vert pour commencer à couler. Il est vrai qu'aujourd'hui toute la profession pratique le contrôle à toutes les étapes. Mais, bien que considérée comme normale, ma démarche rassure. C'est aussi là-dessus que se fonde la confiance de nos clients ». Ces clients sont, pour

l'essentiel des entreprises. On consulte rarement ACC en amont d'un projet. Paradoxalement, le coffrage qui est essentiel à la bonne réalisation de l'ouvrage, représente une part faible du coût total, « tout au plus 2 à 4 % », estime Alain Canivet. Dans des ouvrages aussi impressionnants comme la piste d'atterrissage de l'aéroport de Funchal, les enjeux sont pourtant considérables. « À Madère, l'ouvrage de 1 100 m est porté par des piles qui montent à 60 m de hauteur.

7- Coffrage du viaduc de la Côtière (Rhône).

8- Pont de Térénez (Finistère) – Equipage mobile.

9- Chevêtres du pont de Trinidad.

Dans chaque coffrage de 32 m x 32 m, ce ne sont pas moins de 2 500 tonnes de béton qui étaient déversées à chaque coulage. On ne pouvait pas se permettre la moindre erreur ».

Toutes ces références prestigieuses sont à l'origine de la clientèle d'ACC qui, compte tenu de la modestie de son équipe, traite peu de chantiers.

« Térénez nous a fait travailler pendant un an, Patras, pendant deux ».

Et l'entreprise a toujours des projets sous le coude où son savoir-faire sera utile mais toujours exprimé avec réserve. Ainsi, quand on évoque les progrès possibles en matière de coffrage, le fondateur d'ACC reste prudent.

« À chaque nouveau projet on tire un peu plus sur la matière ; il est donc difficile de se projeter d'ici 5 à 10 ans en matière de coffrage. Nous inventons tout le temps mais il y a des secteurs que nous n'avons pas assez étudiés comme les accessoires ». Quant aux autres aspects du produit, il lui semblerait intéressant de travailler sur les peaux et les produits de protection. « Comme pour les carrosseries d'automobiles, les peaux des coffrages pourraient être traitées contre la rouille, par exemple ». □



© DR

« **TROUVER LA BONNE IDÉE DE COFFRAGE POUR FACILITER LE CHANTIER DE NOTRE CLIENT** »

UNE ÉQUIPE QUI GAGNE

ALAIN CANIVET ENTOURÉ DE SES COLLABORATEURS

LE NOUVEAU CODE MODÈLE DE LA *fib* OU COMMENT INSCRIRE LES PROJETS DANS LA DURÉE

AUTEUR : MICHEL MOUSSARD, ARCADIS, DÉLÉGUÉ DE L'AFGC À LA *fib*

LES TRAVAUX RÉCENTS DES 10 COMMISSIONS DE LA FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (*fib*) SONT RASSEMBLÉS ET SYNTHÉTISÉS DANS UN RECUEIL INTITULÉ LE « NOUVEAU CODE MODÈLE DE LA *fib* ». L'OBJECTIF DU PRÉSENT ARTICLE EST DE FAIRE APPARAÎTRE LE FIL CONDUCTEUR DE CE DOCUMENT, ET DE METTRE EN VALEUR L'ÉVOLUTION QU'IL REPRÉSENTE PAR RAPPORT AUX ÉDITIONS ANTÉRIEURES.



Pont de Rion-Antirion
(Grèce)

© DR

La présentation en Juin 2010 au Congrès de Washington du Nouveau Code Modèle de la *fib* s'inscrit dans la tradition des recommandations et des codes modèles publiés depuis une cinquantaine d'années par le Comité Européen du Béton et la Fédération Internationale de la Précontrainte, réunis en 1998 au

sein de la Fédération Internationale du Béton (la *fib*, à ne pas confondre avec la Fédération des Industries du Béton, la FIB). Ces associations ont publié principalement :

- **En 1964** : les Recommandations Internationales du CEB ;
- **En 1970** : les Recommandations Internationales du CEB et de la FIP ;

→ **En 1978** : le premier Code Modèle CEB/FIP ;

→ **En 1990** : le second Code Modèle CEB/FIP ;

Ces documents ont été des références internationales dans le domaine du béton de structure ; les travaux du CEB et de la FIP, et maintenant de la *fib*, ont fortement influencé les Eurocodes.

Fidèle à cette tradition, le Nouveau Code Modèle présente une synthèse des travaux des 10 commissions de la *fib* (voir encadré), dont l'objectif permanent est de traduire en recommandations les avancées de la recherche scientifique et technique dans le domaine du béton, ainsi que l'évolution des attentes de la société vis-à-vis du

La fib, résultat de la fusion en 1998 du Comité Européen du Béton et de la Fédération Internationale de la Précontrainte, regroupe 39 délégations nationales.

Ses objectifs sont définis comme suit par ses statuts : « développer, au niveau international, l'étude de sujets de nature scientifique et pratique permettant de promouvoir les aspects techniques, économiques, esthétiques et environnementaux de la construction en béton ».

Elle réalise en particulier au sein de ses 10 commissions et de ses groupes de travail spécifiques (dont celui qui a réalisé le Nouveau Code Modèle) un travail pré-normatif qui se traduit par la publication de bulletins. 57 bulletins ont été publiés depuis sa création, de 5 statuts suivant leur objet : état de l'art, rapport technique, guide de bonne pratique, recommandations ou Code Modèle.

Site internet : www.fib-international.org

Contact pour la France : afgc@enpc.fr

History of the Model Code for Concrete Structures

- 1964: 1st CEB International Recommendations (covering reinforced concrete structures)
- 1970: 2nd CEB/FIP International Recommendations (covering structures in plain, reinforced and prestressed concrete)
- 1978: 1st CEB/FIP Model Code
- 1990: 2nd CEB/FIP Model Code

The 2010 fib Model Code for Concrete Structures: a new approach to structural engineering

Background of Model Code

1

Differences from the past

Development and application of improved types of concrete

- Concrete strength until C100 for daily use
- Defined performance design asks for uncoupling concrete strength and concrete properties
- High performance materials offer amazing possibilities

New runway Haneda Airport Tokyo

Rugby Stadium Jean Bouin, Paris

The 2010 fib Model Code for Concrete Structures: a new approach to structural engineering

Change of ideas

2

monde de la construction. Le premier volume présente les principes généraux de conception et d'analyse des structures, ainsi que l'état de l'art dans la connaissance des matériaux et de leur comportement, et le deuxième volume les recommandations pour la conception, la construction, la conservation et le démantèlement. L'ensemble du

document donne une large place à la prise en compte du cycle de vie et du développement durable, d'où le sous-titre de cet article : « comment inscrire les projets dans la durée ». Comme toutes les publications de la fib, ce document est en anglais. On notera la présence en début du premier volume d'une terminologie,

bien utile pour vérifier la signification précise de certains termes anglais dans le contexte normatif actuel. Il convient aussi de préciser que la version présentée à Washington est une version provisoire en cours de relecture par les délégations nationales auprès de la fib, avant mise au point de la version définitive qui devrait être approuvée par la prochaine Assemblée Générale de la fib à Prague en Juin 2011.

PREMIER VOLUME : PRINCIPES ET ÉTAT DE L'ART PRINCIPES

Cette première partie concernant les principes est constituée des chapitres 1 à 4 du premier volume.

En premier lieu est présentée l'approche performancielle, avec trois catégories de performances, que l'ouvrage doit respecter en toutes circonstances au cours de la durée de vie pour laquelle il a été conçu :

→ Les performances relatives aux exigences fonctionnelles et opérationnelles (« serviceability ») : respect des critères de déformation et de vibration, de limitation de la fissuration, de résistance aux détériorations dues à l'environnement, de confort.

→ Les performances vis-à-vis de la sécurité structurelle (« structural safety ») : respect des critères de stabilité, de résistance et de robustesse - concept nouvellement introduit, et défini comme « la capacité d'une structure soumise à des charges accidentelles ou exceptionnelles à supporter la rupture de certains composants sans que cela conduise à une détérioration voire à un effondrement de grande ampleur » (traduction libre de l'auteur).

→ Les performances vis-à-vis du développement durable : respect des critères relatifs aux impacts sur l'environnement au sens large, aux impacts sur la société, aux impacts sur l'environnement immédiat, en particulier la qualité architecturale et l'insertion dans le site.

Pour les performances relatives aux exigences fonctionnelles et opérationnelles, et à la sécurité structurelle, un niveau de fiabilité doit être défini, en fonction du niveau de risque accepté. Ce niveau de fiabilité est évalué différemment suivant qu'il s'agit de l'étude d'une structure nouvelle ou de l'évaluation d'une structure existante. Il est caractérisé par un indice de fiabilité, qui varie suivant les différents types de performance considérés, en fonction du niveau de risque accepté.

Un large développement sur la gestion du cycle de vie (« Life Cycle management ») est ensuite présenté, qui propose une méthode ayant pour but la prise en compte globale de l'ensemble des critères de performance retenus, à chaque étape de la vie d'une structure : conception, construction, usage et conservation, démantèlement et recyclage.

Cette première partie relative aux principes s'achève par la présentation des principes de conception des structures et par la définition des étapes successives de ce processus :

→ Définitions des situations possibles (on dirait plus couramment les cas de charge), en distinguant les situations permanentes, avec une période de référence égale à la durée de vie prise en compte (typiquement 50 ans pour les bâtiments et 100 ans pour les ponts et tunnels), les situations transitoires avec une période de référence d'un an, les situations accidentelles avec une période de référence égale à la durée de l'événement, et les situations sismiques avec une période de référence égale à la durée de vie de l'ouvrage.

→ Choix d'une stratégie de conception, entre deux options : résister aux actions considérées, ou en limiter les effets (par exemple en isolant une structure pour limiter les variations de température). Pour les situations accidentelles et les situations sismiques, une troisième option peut être d'accepter des ruptures localisées tout en vérifiant la robustesse.

→ Vérification des états limites en se basant sur une méthode appropriée :

- Méthode probabiliste ;
- Méthode semi probabiliste ou des coefficients partiels, très largement développée du fait de son application la plus courante ;
- Méthode d'analyse globale, basée pour chaque état limite sur la prise en compte de l'ensemble des incertitudes (géométriques, de résistance, etc...) dans le cadre d'un modèle global ;

- Méthode basée sur le retour d'expérience (« deemed to satisfy »), qui s'applique dans le cas de solutions traditionnelles éprouvées, ou par la prise en compte de résultats expérimentaux ayant fait l'objet d'une évaluation statistique ;

- Méthode basée sur l'évitement (« design by avoidance »), qui s'apparente en fait à la stratégie de conception évoquée plus haut, consistant à limiter voire à annuler les effets d'une action.

ÉTAT DE L'ART

Cette deuxième partie est constituée de chapitres 5 et 6 du premier volume. Le chapitre 5 traite des propriétés des matériaux, et le chapitre 6 des interfaces entre les matériaux.

Propriétés des matériaux

Bétons : les propriétés sont données pour les bétons d'une densité dite normale ayant une résistance allant jusqu'à 120 MPa, et pour les bétons légers ayant une résistance allant jusqu'à 80 MPa (contraintes caractéristiques mesurées sur cylindres 150 mm/300 mm). Les propriétés et les lois de comportement sont présentées pour les charges dites statiques (jusqu'à une certaine vitesse de variation) et pour les charges dynamiques (y compris les phénomènes de fatigue), avec leurs évolutions dans le temps, et leurs variations en fonction de la température. De nouveaux éléments liés à la fissuration sont introduits : l'énergie de fissuration (« fracture energy ») et le comportement au cisaillement au droit des fissures (« shear-friction »). Enfin les phénomènes liés à la durabilité sont passés en revue : carbonatation, pénétration des chlorures, action du gel-dégel, alcali-réaction, dégradations dues aux acides, lessivage (« leaching »).

Armatures passives : introduction d'une classe D de ductilité avec un ratio « tensile strength/yield strength » compris entre 1,25 et 1,45 et une élongation à la rupture supérieure à 8 %.

Aciers de précontrainte : présentation des propriétés des aciers, des différents types de protection et des conditions de mise en œuvre.

Armatures non métalliques : présentation très générale de ces produits à base de polymères renforcés par des fibres organiques ou non-organiques.

Bétons fibrés : eu égard aux développements importants de ce matériau, en particulier en ce qui concerne les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP), ce chapitre est extrêmement succinct et ne présente que des données très générales de comportement. Un bulletin spécifique de la fib issu du groupe 8.6 devrait prochainement combler cette lacune.

Interfaces entre matériaux

Cette partie traite successivement et de façon exhaustive et rationnelle les différents interfaces entre matériaux :

Adhérence entre armatures métalliques et béton : c'est bien sûr la partie la plus développée ; l'ensemble des facteurs influant sur l'adhérence est analysé, et les dispositions constructives sont présentées.

Adhérence entre armatures non-métalliques et béton : cette partie couvre non seulement les armatures non-métalliques internes, mais aussi les armatures externes collées, largement utilisée pour la réparation et le renforcement des structures en béton.

Interfaces béton sur béton : il s'agit essentiellement des transferts de cisaillement dans les reprises de bétonnage et les joints secs.

Interface entre acier de structure et béton : cette partie traite des interfaces acier-béton dans les structures composites, et aussi dans le cas des inserts.

DEUXIÈME VOLUME : RECOMMANDATIONS

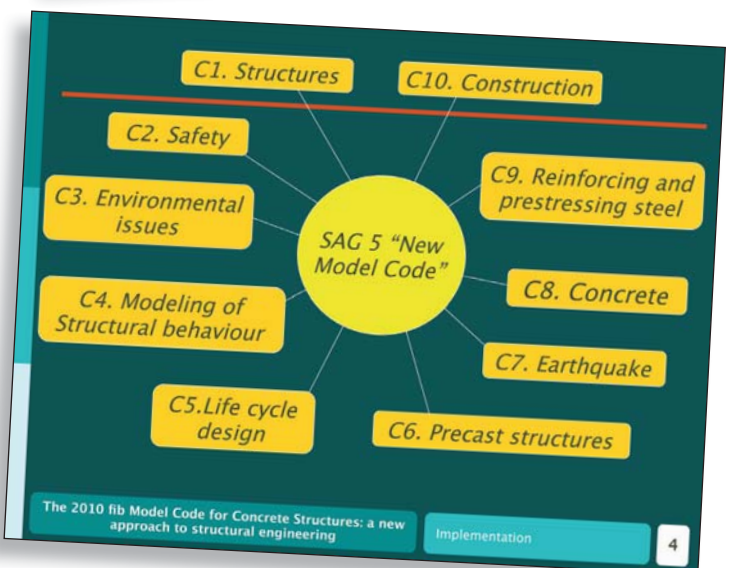
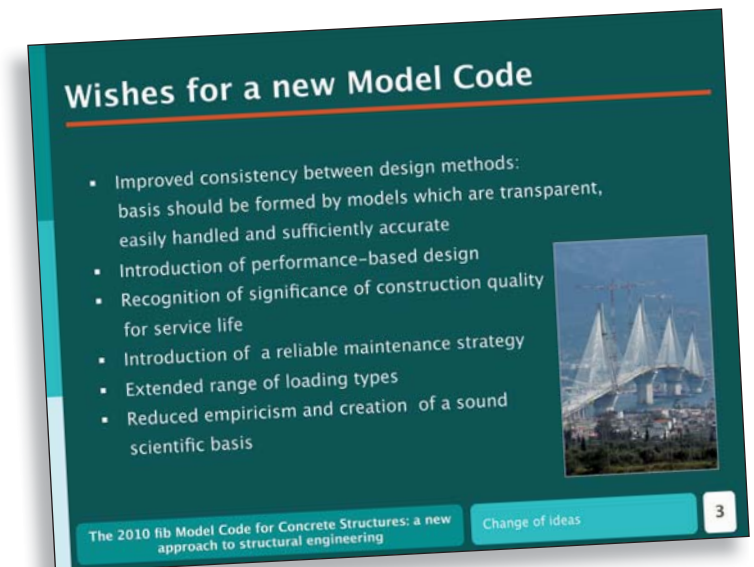
Comme cela a été indiqué en introduction, le deuxième volume du Nouveau Code Modèle présente les recommandations de la fib pour les étapes successives du cycle de vie des structures : conception, construction, « conservation », démantèlement et recyclage.

RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION

Ces recommandations, regroupées au sein du chapitre 7 du Code Modèle, peuvent être divisées en trois parties : La première porte sur le « **conceptual design** », et concerne le processus créatif qui permet de passer du programme à l'esquisse puis à l'avant-projet, en associant à cette démarche l'ensemble des acteurs : maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvres (ingénieurs et architectes), entreprises et autres parties prenantes. Les auteurs insistent à juste titre sur l'importance du bon déroulement de ce processus pour la performance globale du projet tout au long du cycle de vie.

La seconde concerne l'**analyse des structures et leur dimensionnement, et leur vérification** vis-à-vis :

→ **Des états limites ultimes et de service**, pour les charges statiques et les charges dynamique - un paragraphe spécifique est consacré à la conception et à la vérification des structures soumises à des actions sismiques. Ces recommandations sont dans l'ensemble assez proches de l'Eurocode 2, à l'exception notable de l'effort tranchant, ce qui n'a pas manqué de relancer le débat sur ce sujet qui a toujours été à l'origine de controverses. Des différences significatives sont également notées au stade de la présente version projet concernant la maîtrise de la fissuration et le calcul du fluage. Un long développement présente ensuite les recommandations pour la prise en



compte des températures extrêmes : effets du feu d'une part (« fire design »), et des très basses températures d'autre part (« cryogenic design »).

→ **De la durabilité :** trois phénomènes sont traités : la carbonatation, la pénétration des ions chlorures, les effets du gel-dégel. Les justifications à effectuer sont d'un format nouveau qui les apparente à la vérification d'états limites de service. Faute d'un état de l'art récent préalable à la rédaction du document, seules les stratégies d'évitement sont présentées pour l'alcali-réaction ; et quant à la réaction sulfatique interne, elle n'est pas abordée.

→ **De la robustesse :** où l'on précise les stratégies et les méthodes permettant de respecter ce critère.

→ **De la « sustainability » :** prise en compte de l'impact sur l'environnement, sur la société et sur le site (en particulier la qualité architecturale). Viennent ensuite des recommandations sur :

→ **L'utilisation des modèles numériques,**

→ **La vérification au moyen d'essais,**

→ **Les dispositions constructives,** essentiellement en ce qui concerne les armatures passives et les câbles de précontrainte.

RECOMMANDATIONS POUR LA CONSTRUCTION

Ces recommandations, regroupées au sein du chapitre 8 de ce Code Modèle, se réfèrent à la norme ISO 22966 pour l'exécution de structures en béton, en la complétant sur un certain nombre de points particuliers : fabrication et mise en œuvre des armatures et des câbles de précontrainte, mise en œuvre du béton.

RECOMMANDATIONS POUR LA CONSERVATION

Ces recommandations, regroupées au sein du chapitre 9 de ce Code Modèle,



constituent une avancée significative, ne serait-ce que par leur étendue : dans le code Modèle CEB-FIP de 1990, l'équivalent de ce chapitre était intitulé maintenance et tenait sur une page, alors que celui-ci en contient 28. Nous reprenons ici le terme anglais de « conservation », utilisé dans ce texte, qui peut prêter à controverse, le terme « assets management » (gestion patrimoniale) lui ayant été préféré jusqu'à présent. C'est toutefois le terme retenu

par la *fib* à ce stade, avec la définition suivante : ensemble des dispositions et actions ayant pour objectif de maintenir ou de rétablir la structure dans un état de conformité aux niveaux de performance prévus pour une durée définie. La conservation peut être conçue pour respecter strictement la durée de vie prévue, ou pour prolonger cette durée, ou encore pour modifier les performances de l'ouvrage (nouvelles fonctionnalités par exemple).

Ces recommandations portent essentiellement :

→ Sur le choix d'une stratégie, proactive, réactive ou combinée, définie par partie d'ouvrage ou pour l'ouvrage dans son ensemble.

→ Sur la définition d'un plan de conservation.

→ Sur les différentes actions à mettre en œuvre dans le cadre du plan de conservation : instrumentation, inspections, évaluations, renforcements ou réhabilitations, gestion documentaire de ces activités et archivage des données.

RECOMMANDATIONS POUR LE DÉMANTÈLEMENT, LE RECYCLAGE ET LA RÉUTILISATION

Ces recommandations sont regroupées au sein du chapitre 10 de Ce Code Modèle. Elles sont extrêmement sommaires et tiennent sur une page. Nul doute que ce chapitre sera beaucoup plus développé dans le prochain Code Modèle !

CONCLUSION

En prenant en compte de façon significative les notions de cycle de vie

et de durabilité, en découplant les performances du béton de sa seule résistance, en donnant une place importante à la conservation, et en se plaçant résolument dans une logique de développement durable, le Nouveau Code Modèle de la *fib* joue comme ses prédécesseurs un rôle de précurseur, et apporte aux concepteurs et aux constructeurs un ouvrage de référence permettant d'introduire dès à présent dans leur pratique quotidienne des exigences et des méthodes que les règlements officiels n'ont pas toujours intégrés.

Il est évidemment très difficile de rendre compte de la richesse d'un tel document en quelques pages, et ceci se veut être une invitation à en prendre connaissance et à l'utiliser, dès que la version finale sera publiée, avant la fin de cette année. Il convient de rendre hommage au groupe de travail international qui a œuvré depuis presque 10 ans à la rédaction de cet ouvrage, et en premier lieu au Pr Joost Walraven qui l'a présidé tout au long de cette gestation, en a rédigé lui-même une partie importante et à qui nous devons les diapositives qui agrémentent cet article. □



CAISSE NATIONALE DES ENTREPRENEURS DE TRAVAUX PUBLICS
Association agréée par arrêté ministériel du 6 avril 1937 - Déclarée en Préfecture sous le n° 174 662

Au service de la Profession des Travaux Publics

Au 31/12/2010, la CNETP :

- . regroupe 7 197 entreprises adhérentes,
- . a réglé 6 687 031 jours de congés à 271 963 salariés au titre de l'exercice congés 2010.

Au cours de la 64^{ème} campagne (01/04/2009 au 31/03/2010), la CNETP a indemnisé 8 398 997 heures d'intempéries correspondant à 134 947 déclarations d'arrêts.

Pour contacter la CNETP :

- . **Par courrier :**
31 rue Le Peletier - 75453 PARIS CEDEX 09
- . **Par Internet :** www.cnetp.fr
 - pour les entreprises : un espace de travail sécurisé
 - pour les salariés : un espace personnalisé d'information
- . **Par e-mail :** contact@cnetp.fr
- . **Par téléphone :**
 - pour les entreprises : 01.70.38.07.70
 - pour les salariés : 01.70.38.07.77
- . **Serveur vocal (24h/24) :** 01.70.38.09.00
- . **Par fax :** 01.70.38.08.00





1
© SIKA

ÉVOLUTION DES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT EN MATÉRIAUX COMPOSITES

AUTEURS : YVON GICQUEL, CHEF PRODUITS RÉPARATION RENFORCEMENT PROTECTION, SIKA -
THIERRY BERSET, CORPORATE KEY PROJECT MANAGER STRUCTURAL STRENGTHENING BUSINESS UNIT CONTRACTORS SIKA

L'APPARITION, AU MILIEU DES ANNÉES 1990, DES TECHNIQUES DE RÉPARATION ET DE RENFORCEMENT DE STRUCTURES, À BASE DE FIBRES DE CARBONE, A RAPIDEMENT SUPPLANTÉ LES SOLUTIONS TRADITIONNELLES UTILISANT DES PLATS MÉTALLIQUES COLLÉS. AUJOURD'HUI, L'EMPLOI DE LAMELLES POST-TENDUES PERMET D'ACCROÎTRE LES CAPACITÉS DE CES SYSTÈMES GRÂCE À UNE MEILLEURE EXPLOITATION DES PERFORMANCES INTRINSÈQUES DU MATÉRIAU CARBONE.

Les techniques de renforcement et de réparation permettent, très souvent, d'accroître la résistance de structures endommagées, vieillissantes ou dégradées (corrosion, fatigue), et donc de prolonger la durée de vie des ouvrages (ponts, bâtiments, parkings, réfrigérants, réservoirs d'eau) impactés. Elles sont également capables de résoudre les nombreux problèmes structurels qui peuvent

résulter de défauts de conception ou d'exécution, mais aussi liés à des modifications des conditions d'exploitation : création de trémies, nouvelles réglementations, changement d'activité des locaux...

LES FIBRES DE CARBONE SUPPLANT L'ACIER

Les solutions de renforcement traditionnelles, par plats métalliques extérieurs

collés, qui étaient en vigueur depuis la seconde moitié du siècle dernier, ont été supplantées, à la fin des années 1990, par des produits composites, à base de fibres de carbone, issus des techniques employées notamment dans l'industrie aéronautique. Ce succès relativement rapide, du moins à l'échelle du BTP hexagonal, s'explique par un faisceau de performances qui, au final, a gommé l'argument financier qui était classique-

ment opposé à ces solutions, lors de leur émergence. Les tôles sont en effet lourdes à transporter et à manipuler, leur mise en place requérant l'installation préalable de structures d'étalement importantes afin de reprendre le poids propre des éléments métalliques, mais aussi d'exercer les efforts de mise en pression qui assurent le collage. Les textiles ou les lamelles composites se présentent, en revanche, sous la



2

© SIKKA

forme de rouleaux légers, pouvant être facilement découpés à la longueur voulue sur site ; le collage des lamelles ou des lés de tissus s'effectuant simplement au moyen d'un adhésif à base de résine époxydique (photo 1).

Structurellement parlant, des études à long terme ont par ailleurs démontré que des zones de corrosion étaient susceptibles d'apparaître sous les plats métalliques, sur des ouvrages soumis à des conditions météorologiques difficiles, des problèmes de fatigue pouvant également survenir suite aux phénomènes de friction se produisant entre les tôles et les zones de béton fissurées. Dernier atout en faveur des composites : des chantiers qui, le plus souvent, ne nécessitent pas d'interrompre le fonctionnement de l'ouvrage en cours de réparation ou de renforcement.

DES SOLUTIONS DE HAUTE TECHNICITÉ

Un argument technico-économique clé qui explique les premières applications, en milieu hospitalier, ces solutions permettent de maintenir le bâtiment en exploitation lorsque des projets de remise aux normes, réclamant fréquemment la création de trémies, ou lorsque l'arrivée de nouveaux matériaux lourds, de type scanner, nécessitent de renforcer les dalles existantes. Facilité d'approvisionnement, simplicité de mise en œuvre, rapidité d'exécution et maintenance nulle s'inscrivent donc dans une vision globale qui a rapidement séduit tous les acteurs de la

1- Pose de lamelles Sika® CarboDur® – Viaduc de Toutry (Côte d'Or).
2- Sika® CarboStress®.

construction, des maîtres d'ouvrage aux entreprises applicatrices. Dans tous les cas, et contrairement à une apparente simplicité de mise en œuvre trompeuse, l'emploi de ces techniques nécessite de respecter une méthodologie rigoureuse (calculs, protocole d'application), une étude de diagnostic devant être préalablement menée, conformément à la nouvelle norme européenne NF EN 1504, afin de déterminer les pathologies, leur origine et l'état du support. Ce dernier paramètre peut être en effet le facteur limitant de ces

solutions, l'interface de collage étant le point crucial du système en raison des efforts de cisaillement générés entre le béton et la solution composite. D'où notamment l'idée de s'affranchir de ce problème, en allant chercher directement le point d'ancrage dans la couche de béton sain, et ce en engravant des barres de carbone dans la structure (voir encadré), ou en utilisant des lames de carbone post-tendues in situ. Ce dernier système, à base de lamelles PRFC (Polymère Renforcé de Fibres de Carbone), mis au point en laboratoire au milieu des années 90 et mis en œuvre in situ dès 1999, permet donc d'exploiter de manière optimale les performances intrinsèques du matériau carbone (photo 2).

RENFORCEMENT PAR BARRES DE CARBONE ENGRAVÉES

Parmi les autres solutions classiques mises en œuvre pour renforcer une structure dégradée, insuffisamment dimensionnée ou mal réalisée, figure la technique qui consiste à apporter un supplément d'armatures via l'ajout de barres d'acier. Celle-ci nécessite un diagnostic préalable mais permet, notamment, de faire abstraction de l'état du support en surface en allant chercher le béton sain qui se trouve fréquemment, même sur des ouvrages dégradés, à quelques millimètres/centimètres de profondeur. Autre avantage : solution peu visible, faible risque de vandalisme, les armatures engravées étant naturellement protégées. Parfois malheureusement, et en particulier sur les ouvrages en béton armé mal conçus, les épaisseurs d'enrobage insuffisantes ne permettent pas toujours de réaliser des engravures suffisamment larges et profondes. D'où, là encore, l'intérêt de remplacer l'acier par le carbone, les performances de ce dernier matériau permettant de diminuer les sections à mettre en œuvre. Cette solution, qui bénéficie d'ores et déjà de recommandations en Italie, au Canada et aux États-Unis, garantit par ailleurs l'insensibilité totale aux problèmes de corrosion.

UNE SOLUTION COMPACTE

Le système à base de lamelles PRFC permet donc de réduire la déformation des aciers existants, d'augmenter la capacité portante, d'agir en tant que renforcement actif, de réduire la fissuration dans les sections tendues du béton et de limiter les déformations, chaque lamelle recevant un effort de précontrainte atteignant 220 kN. Dans la pratique, il combine à la fois les avantages de la précontrainte additionnelle (renfort actif) et ceux du renforcement externe par collage (renfort passif) ; il répond également aux mêmes domaines d'applications que la post-contrainte conventionnelle (prévention du risque sismique, réhabilitation des structures avec câbles de précontrainte ▷

corrodés, ouverture dans un voile, limitations des ouvertures de fissures, limitations des déformations...). Principale différence : les têtes d'ancrages des tendons PRFC sont elles aussi en matériau composite et sont ajustées à la lamelle Sika® CarboDur® (sur site ou à l'atelier de l'entreprise), alors que les blocs d'ancrage fixes et actifs scellés à la structure sont en acier (photo 3). Les têtes d'ancrage se caractérisent également par leurs très faibles dimensions (100 x 80 mm), cette miniaturisation extrême des composants permettant, par voie de conséquence, d'engraver en partie le système et d'employer des vérins très compacts lors de la phase de mise en tension des tendons PRFC. Ces avantages en termes d'encombrement, couplés aux critères de maniabilité et de légèreté déjà évoqués pour les lamelles classiques, rend le système particulièrement intéressant dans toutes les configurations d'accès ou de cheminements difficiles, là où une solution par précontrainte conventionnelle serait beaucoup plus complexe et lourde à mettre en œuvre. En termes de références cette solution, qui bénéficie d'un rapport d'efficacité de l'EMPA (Laboratoire Fédéral d'Essais de Matériaux et de Recherches en suisse), a été appliquée sur de nombreux ouvrages helvétiques depuis une dizaine d'années. Elle devrait donc logiquement s'imposer sur le marché français eu égard, là encore, aux avantages qu'elle procure à l'ensemble des partenaires : maîtres d'ouvrage (réduction des délais d'intervention, maintenance minimisée, rapport coût/efficacité), maître d'œuvre (solution technique approuvée, retours d'expérience) et entreprises (délais d'installation rapide, personnel restreint). La technicité accrue que requiert cette solution, notamment au niveau des calculs, ne devrait pas être un frein à son développement dans l'Hexagone, puisque la majorité des entreprises de BTP qui interviennent dans le domaine de la réparation et du renforcement d'ouvrages disposent, en interne, des bureaux d'études et des compétences nécessaires en matière de conception et méthode.

UNE SOLUTION ÉPROUVÉE

Depuis 1999, plusieurs réalisations faisant appel au système de renforcement à base de lamelles PRFC ont eu lieu aussi bien dans le domaine des ouvrages d'art que celui du bâtiment d'habitation, de bureaux et de sites industriels.

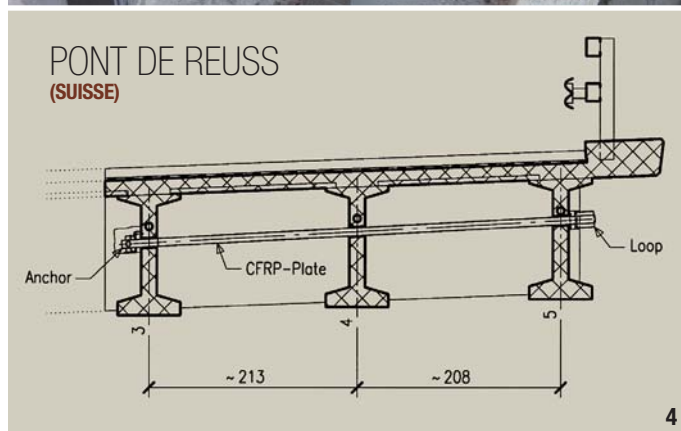


FIGURE 4 / PHOTOS 3 & 5 © SIKA

3- Têtes d'ancrage fixes.

4- Pont de Reuss (Suisse).

5- Pont Hüttenbrücke (Suisse).

Applications aux ouvrages d'art

La première application en vraie grandeur s'est déroulée en 1999, dans le canton d'Uri (Suisse), sur un ancien pont à trois travées enjambant la rivière Reuss. L'ouvrage qui était constitué d'un tablier précontraint et de 5 poutres précontraintes, reliées par 9 poutrelles transversales, devait être détruit suite à l'augmentation du trafic et à l'apparition de corrosion au niveau de la précontrainte, les études ayant démontré un coût de renforcement et de réparation supérieur à celui de la construction d'un ouvrage neuf. Dans un premier temps, une moitié de l'ouvrage existant devait être démolie, la seconde moitié servant de pont provisoire pendant que le tablier du nouveau pont était préfabriqué, à proximité de l'ancien. La phase suivante consistait à démolir la seconde moitié pendant que l'ouvrage neuf était rippé à sa position définitive. Les différentes phases de déconstruction impliquaient de sectionner les câbles de précontrainte existant. Pour ce faire, 8 des poutrelles furent renforcées par l'intermédiaire d'une précontrainte extérieure classique, tandis que la neuvième l'était au moyen de lamelles PRFC post-contrainte (figure 4).

Ce chantier fut donc l'occasion de tester le système, avant et après la démolition

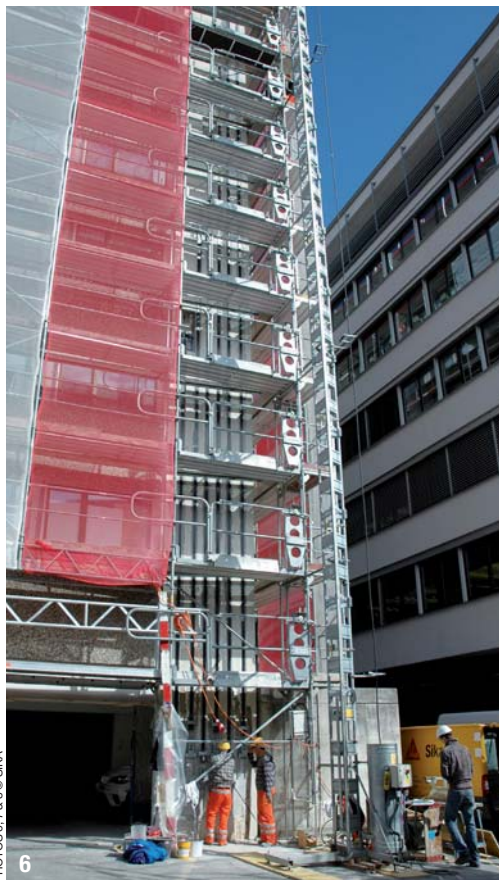
« **LE SYSTÈME SIKA® CARBOSTRESS® COMBINE À LA FOIS LES AVANTAGES DE LA PRÉCONTRAÎTE ADDITIONNELLE (RENFORT ACTIF) ET CEUX DU RENFORCEMENT PAR COLLAGE (RENFORT PASSIF)** »

du pont, soit 7 mois après sa mise en œuvre. Les résultats attestèrent qu'aucune perte significative de précontrainte ne s'était produite durant cet intervalle de temps.

Sur le pont « Hüttenbrücke », à Werthenstein (Suisse), ce sont les deux poutres longitudinales de cet ouvrage à trois travées qui ont été renforcées au moyen de lamelles PRFC post-contraintes, positionnées sur les deux côtés des porteurs (longueur 30 m), l'ancrage aux extrémités s'effectuant au moyen de broches noyées dans le béton (photo 5). L'objectif était d'accroître la capacité de l'ouvrage, construit dans les années 1950 pour une circulation de véhicules ne dépassant pas les 28 t de charge totale, les conditions d'exploitation actuelles nécessitant le passage de véhicules lourds, pesant jusqu'à 40 t, afin de permettre l'exploitation des forêts environnantes. Même cas de figure sur le pont du Stegweid à Spiez, dans le canton de Berne (Suisse), l'ouvrage devant lui aussi être renforcé afin de permettre l'augmentation des charges utiles de 28 à 40 t, le système mis en place dispose également d'ancrages fixes et mobiles.

Applications au bâtiment

Durant l'année 2010, deux références ont été réalisées en Suisse concernant



PHOTOS 6, 7 & 8 © SIKA



le renforcement parasismique de bâtiment. La première réalisation se situe dans la sous-station électrique Regio à Solothurn (Suisse) où un bâtiment existant de 2 étages, constitué de murs en maçonnerie et de dalles en béton armé, a fait l'objet d'un diagnostic dont les conclusions préconisent un renforcement pour s'adapter aux exigences actuelles en matière parasismique. Parmi les différentes solutions envisageables, celle retenue fait appel au système Sika® CarboStress®, technique des tendons PRFC post-tendus et collés verticalement sur les murs en maçonnerie. Cette approche non conventionnelle fut la plus économique et les avantages suivants furent décisifs :

- Temps de mise en œuvre très court (3 jours de préparation, 3 jours d'installation des 6 tendons PRFC) ;
- Mise en œuvre facile dans un espace confiné grâce la faible épaisseur du système (passage derrière un transformateur, derrière des chemins de câbles électriques...);
- Réduction de la durée totale des travaux, grâce à l'installation d'autres équipements pendant l'application des tendons post contraints ;
- Technique dont l'efficacité a déjà été prouvée ;

**6- Caisse d'Assurance Maladie Agrisano à Windisch (Suisse).
7 & 8- Sika® CarboStress®.**

→ Coût du système Sika® plus faible qu'un nouveau mur en béton armé (qui aurait nécessité la dépose et repose de nombreux équipements).
Au total, 6 tendons verticaux de 7,00 à 14,50 m de long furent installés.

FAIRE ÉVOLUER LES SYSTÈMES DE COLLAGE

Si le génie civil français est axé, pratiquement à 100 %, sur le développement des techniques de renforcement à base de fibres de carbone, d'autres matériaux pourraient être employés dans un futur proche, à l'instar du verre ou de l'aramide, pour la mise au point de solutions hybrides répondant, notamment, aux nouvelles problématiques en matière d'applications parasismiques. Ces systèmes, déclinés sous forme de tissus composite, pourraient également être utilisés pour assurer un confinement anti-explosion, l'ensemble agissant en quelque sorte comme un verre securit qui empêcherait la dislocation, la dispersion et la chute de blocs de maçonnerie ou de béton. Autre piste d'évolution possible, au niveau des techniques de collage : l'Italie a, par exemple, suite au dernier séisme de l'Aquila, développé des systèmes de renforcement à base de tissu (grille) de fibres de verre imprégné par un produit à base de ciment pour renforcer les structures en maçonnerie. L'objectif était, en l'occurrence, de trouver des solutions rapides à mettre en œuvre, applicables dans des conditions difficiles (humidité ambiante et du support, température extérieure) et surtout par le maximum de personnes, les maçons étant plus habitués à travailler ce type de produits que de manipuler des résines synthétiques.

Le second exemple d'application se situe dans la ville de Windisch (Suisse) et concerne un bâtiment à usage de bureaux de la Caisse d'Assurance Maladie Agrisano (photo 6).

Il est actuellement constitué de huit étages et dans le cadre du projet devait recevoir un étage supplémentaire.

Le guide Suisse SIA 2018, en matière de sécurité sismique de bâtiment existant, exige la vérification totale du bâtiment en cas de changement structural significatif.

Cette vérification a mis en évidence la faiblesse de la structure dans une direction (10 % seulement de la résistance requise par la norme actuelle pour les bâtiments neufs).

Le contreventement dans cette direction était uniquement obtenu par un mur en maçonnerie relativement court. L'analyse de risque menée selon la norme SIA 2018 conduisait à des travaux d'un coût élevé pour accroître la résistance sismique recherchée.

L'étude et l'analyse comparative des différentes possibilités pour réaliser ce renforcement ont abouti au choix de la solution optimale : la mise en place d'une précontrainte additionnelle verticale utilisant des tendons PRFC post-tendus et collés en surface du support (photos 7 et 8).

Les murs ont été verticalement post contraints par 16 tendons PRFC (longueur de 8 à 24 m). L'avantage, un temps de préparation et d'installation très courts, alors que le planning initial n'avait pas envisagé le renforcement sismique.

Les 16 tendons Sika® CarboStress® ont ainsi été installés en façade, en 2 semaines, alors que les bureaux étaient occupés pendant les travaux. Légers les tendons PRFC de 24 m de long, facilement manutentionnés par un compagnon (transport et manutention sur échafaudage) ont été installés depuis le haut du bâtiment.

Quelques détails sur l'installation

Pour les blocs d'ancrages actifs, des broches de 120 mm de diamètre ont été installées dans le mur en béton armé du 1^{er} étage, application de la post-contrainte par vérin hydraulique et tiges filetées (voir photo 7).

Les ancrages fixes ont été positionnés dans les dalles en béton armé à différents étages (voir photo 8). Les tendons PRFC ancrés sont également collés au support avec l'adhésif structural Sikadur®-30 (toutefois dans ce cas, l'intégralité des efforts de traction est transférée aux ancrages d'extrémités fixes et actives). □

CONCEPTION ET CONSTRUCTION DU VIADUC DE LA CÔTIÈRE SUR L'AUTOROUTE A432

AUTEURS : DANIEL FOISSAC ET PHILIPPE DHIVER, BET VINCI CONSTRUCTION FRANCE - LAURENT BASTARD-ROSSET, GTM TP LYON - JACQUY WITTMER, EIFFEL - STEFAN BERNHARD ET ROBERTO PEPE, DODIN CAMPENON BERNARD - PATRICK VAN SEVEREN, VICTOR BUYCK

AU NORD-EST DE L'AGGLOMÉRATION LYONNAISE, LE VIADUC DE LA CÔTIÈRE VA PERMETTRE À L'ACTUELLE AUTOROUTE A432 DE RELIER LE PLATEAU DE LA DOMBES À LA PLAINE DU RHÔNE, EN FRANCHISSANT DES OBSTACLES VARIÉS : ROUTE DÉPARTEMENTALE RD 1084, VOIRIES LOCALES, VOIE FERRÉE LYON-GENÈVE, GALERIE D'ALIMENTATION ÉLECTRIQUE ET RIVIÈRE DE LA SEREINE. DANS CE SITE CONTRAINT, IL DOIT ÉGALEMENT LONGER LA LIGNE LGV SUD-EST QUI FRANCHIT LA VALLÉE PAR UN VIADUC EN BÉTON PRÉCONTRAIT. CET OUVRAGE DE 1 210 MÈTRES DE LONG, PORTANT 6 VOIES DE CIRCULATION, PERMETTRA À TERME DE FRANCHIR UN DÉNIVELÉ DE PLUS DE 40 MÈTRES.

UN OUVRAGE ORIGINAL EN FORME DE S

La conception architecturale de ce nouvel ouvrage a dû tenir compte du viaduc existant, ainsi que de contextes paysagers variés (coteau boisé, plaine agricole, zone de raccordement à l'autoroute A42).

La répartition des seize travées du viaduc de la Côtère est la suivante, depuis la culée C0 côté Nord jusqu'à la culée C16 côté Sud :

66,0 – 4 x 83,0 - 88,0 – 4 x 80,0 – 84,0 – 77,5 – 72,0 – 66,5 – 61,5 – 43,0 m
Sa longueur totale entre axes des culées est de 1 210,5 m. Son tracé en plan, en forme de S, présente

des rayons de courbure de 1 600 à 2 200 m. Son tracé en élévation suit une pente longitudinale de 4,2 % (figure 2).

L'ouvrage est constitué de deux tabliers bi-poutres mixtes, de 14,14 m de largeur et séparés par un vide central de 30 cm, reposant sur des appuis communs. Les poutres métalliques principales sont des I entretoisés tous les 8 mètres environ. Leur hauteur est de 3,25 m entre C0 et P11, et varie linéairement de 3,25 m à 1,80 m entre P11 et C16. Le hourdis, de 28 cm d'épaisseur minimum, est préfabriqué en éléments de 3,75 m de longueur moyenne (figure 3).



1 - Vue des piles du viaduc.

1 - View of the viaduct piers.

© HUBERT CANET - BALLOIDE PHOTO

LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

La conception a été faite, aux stades avant-projet sommaire, EPOA puis APOA, par le bureau d'études Egis JMI, également en charge du visa des études d'exécution de la charpente métallique et du génie civil.

Ces études d'exécution ont été menées :
→ Par la société Confluence pour l'établissement des hypothèses géotechniques ;

→ Par les bureaux d'études Vinci Construction France et Campenon Bernard Dodin Ingénierie pour tout ce qui concerne le génie civil, avec la répartition suivante :

- BET VCF :
 - Plans généraux, note d'hypothèses.
 - Étude des appuis P9 à C16.
 - Étude des appareils d'appuis, (yc calcul de la répartition des efforts horizontaux longitudinaux).
- CBDI :
 - Étude des appuis C0 à P8.
 - Étude des hourdis de tabliers.

→ Par le bureau d'études de la société Eiffel pour la charpente métallique.
Compte tenu des délais extrêmement réduits entre le démarrage des études et la réalisation des premières piles, les résultats des calculs d'ensemble de



l'APOA (descente de charges, calcul au vent et calcul sismique), établis par Egis JMI, ont été les données d'entrée initiales pour les études d'exécution. La descente de charges définitive, établie par Eiffel, n'a été intégrée que dans un second temps aux études des appuis.

LES PARTICULARITÉS DE L'ÉTUDE

Le viaduc de la Côtière est un pont mixte classique, avec toutefois les particularités de conception suivantes :
 → Utilisation d'appuis néoprène sur toutes les piles, afin de limiter les efforts engendrés par le séisme.

VIADUC DE LA CÔTIÈRE : UN MARCHÉ DE CONCEPTION-RÉALISATION

La mission du groupement attributaire comprenait, outre la réalisation des travaux :

- Le dossier d'étude préliminaire d'ouvrage d'art (EPOA),
- Le dossier d'avant-projet d'ouvrage d'art (APOA),
- Le projet architectural et paysager,
- Les études d'exécution des ouvrages,
- La maîtrise d'œuvre particulière au projet (visa des études d'exécution et contrôle des travaux).

→ Les deux tabliers distincts reposent sur des piles uniques en forme de V.
 → Les chevêtres de piles sont précontraints.

→ Préfabrication des hourdis.
 Les normes de référence du projet ont été les Eurocodes, hormis pour les fondations, dimensionnées suivant le fascicule 62 titre V compte tenu de l'avancement insuffisant de l'Eurocode 7 lors du démarrage des études.

L'utilisation des Eurocodes, si elle a rallongé la durée des études, n'a pas donné lieu à des difficultés majeures. Elle a conduit à des quantités d'armatures comparables à celles qu'auraient données les règles BAEL et BPEL. ▷

LES FONDATIONS

Sur l'ensemble du tracé s'étend un substratum molassique de bonne compacité. Dans ce contexte, trois zones principales se distinguent :

→ Côté Nord, sur la crête du plateau, la culée C0 se situe dans une zone où seule une couche d'alluvions anciennes – constituée de sables et graves compactes de 15 à 25 mètres d'épaisseur – surmonte le substratum.

→ Sur le versant de la Côtière où se trouvent les piles P1 à P5, le substratum est surmonté d'une couche d'éboulis (graves compactes à très compactes sur 15 à 25 m), puis d'une couche de cônes de déjection torrentiels.

→ Vers le Sud, dans la plaine alluviale du Rhône où l'on trouve les appuis P6 à C16, le substratum est surmonté d'une couche d'alluvions modernes de 13 à 18 m, puis d'une couche de limons superficiels de 5 m maximum. Les alluvions modernes peuvent être à dominante graveleuse, sableuse ou sablo-limoneuse, avec une compacité variable (de très bonne à moyenne).

Ces données géotechniques et les descentes de charges de l'ouvrage ont conduit à retenir les principes de fondations suivants :

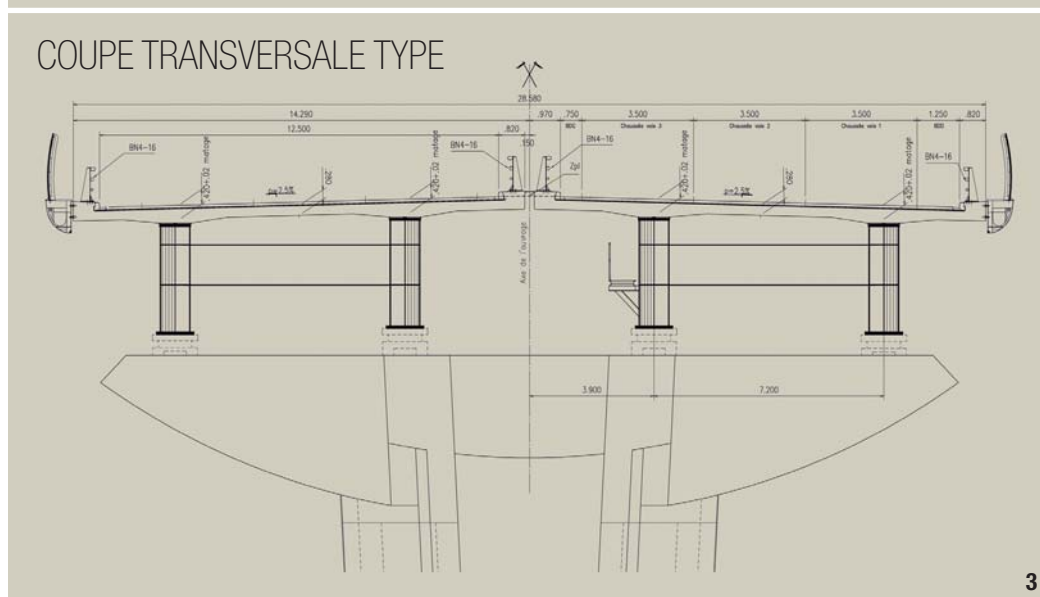
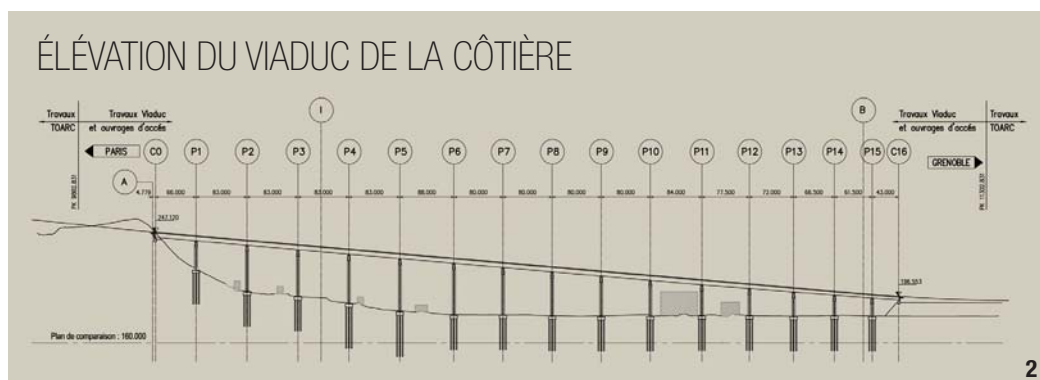
→ Culée C0 : fondation superficielle par semelle de dimensions 4,50 m x 31,63 m x 2,50 m ht.

→ Culée C16 : fondation superficielle par semelle de dimensions 4,00 m x 31,63 m x 2,50 m ht. Cette culée étant adjacente à un remblai de grande hauteur, une fondation sur pieux aurait été soumise à des frottements négatifs sous l'effet du tassement de ce remblai.

→ Piles : fondation profonde par pieux forés de 1 500 mm de diamètre, liaisons en tête par une semelle de 2,50 m d'épaisseur. Le tableau suivant détaille le dimensionnement des fondations de piles, pour lesquelles plus de 4 000 ml de pieux ont été réalisés (Tableau 1).

LES PILES ET CULÉES

Bien que de hauteur très variable (de 14 à 41 m environ), toutes les piles obéissent à une même conception architecturale, basée sur l'unicité de l'appui supportant deux tabliers distincts. Elles sont constituées d'une embase unique surmontée de deux demi-fûts en forme de V transversal, reliés en tête par un chevêtre massif. Les fûts et embases sont évidés, et présentent une épaisseur minimale de voile de 0,50 m. Ils sont réalisés par levées successives de 3,50 m (figure 4).



Les chevêtres, tous identiques, sont constitués de deux encorbellements encastrés sur les arrivées des deux demi-fûts de piles, et reliés par une poutre centrale de section plus réduite. Ils sont précontraints transversalement par quatre câbles 27T15, au tracé rectiligne et disposés en fibre supérieure. Il a été choisi de mettre en œuvre une précontrainte non adhérente (avec des gaines en feillard injectées à la cire), car cette disposition dispense de vérifier la non décompression du béton sous combinaisons quasi-permanentes, et permet de limiter les contraintes d'ouvertures de fissures sous combinaisons fréquentes (figure 5).

Les chevêtres, de près de 27 mètres de longueur, présentent des dimensions transversales maxima de 4,35 m ht x 4,30 m.

Malgré leur important volume (340 m³ chacun), ils ont été coulés en une seule phase.

L'étude des fûts de piles et des chevêtres a été basée sur deux modèles de calcul :

→ Un modèle aux éléments finis a été établi avec le logiciel Ansys, pour étudier la transmission locale des efforts entre

2- Élévation.

3- Coupe transversale type.

2- Elevation view.

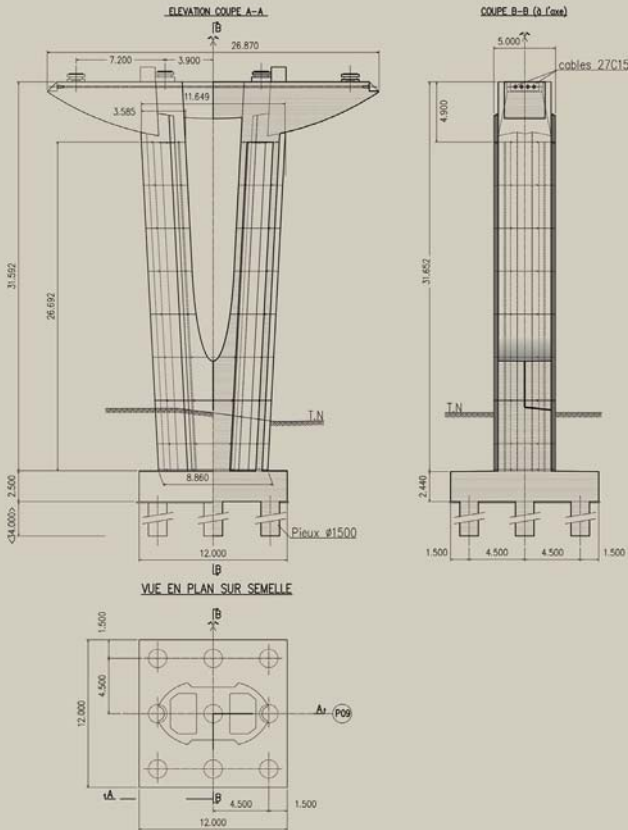
3- Typical cross section.

le chevêtre et les deux demi-fûts de pile, pour quelques cas de charges types. Un modèle plus classique, à barres, a ensuite été calibré à partir des résultats de l'étude Ansys, et a permis l'étude de l'ensemble des combinaisons de calcul intéressant chaque pile (figure 6).

TABLEAU 1 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS DE PILES

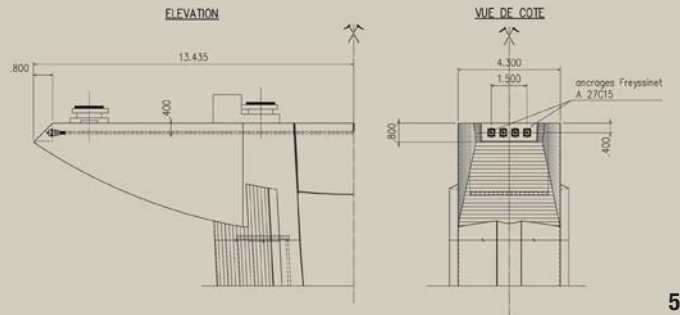
Pile	Nombre de pieux	Dimension longitudinale semelle (m)	Dimension transversale semelle (m)	Longueur pieux (m)
P1	9	12,00	12,00	23,00
P2	12	12,00	14,25	23,00
P3	12	12,00	14,25	28,00
P4	12	12,00	14,25	32,00
P5	12	12,00	16,50	28,00
P6	12	12,00	14,25	32,00
P7	9	12,00	12,00	27,00
P8	9	12,00	12,00	27,00
P9	9	12,00	12,00	34,00
P10	8	12,00	12,00	27,00
P11	8	12,00	12,00	28,00
P12	9	12,00	12,00	30,00
P13	9	12,00	12,00	28,50
P14	8	12,00	12,00	25,00
P15	8	12,00	12,00	25,00

COFFRAGE DE PILE (EXEMPLE DE LA PILE P9)



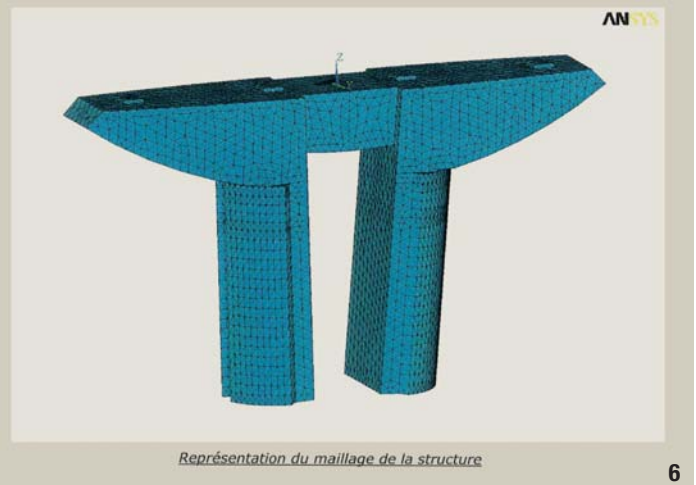
4

PRÉCONTRAINTE DES CHEVÊTRES



5

MODÈLE DU CHEVÊTRE AUX ÉLÉMENTS FINIS



Représentation du maillage de la structure

6

De par la conception même de l'ouvrage, toutes les configurations suivantes ont dû être étudiées pour la justification des piles :

→ Fût de pile incomplet (V non liaisonné en tête) sollicité par le coulage du chevêtre.

→ Pile sollicitée par la charpente d'un seul tablier (phase de lancement).

→ Pile sollicitée par la charpente d'un tablier et par la charpente et le hourdis de l'autre tablier (phase de réalisation du hourdis).

→ Pile sollicitée par les deux tabliers terminés, avec surcharges routières dissymétriques (phase de service).

Les culées sont quant à elles de conception classique.

Disposée en crête de plateau, la culée C0 est constituée principalement d'un sommier d'appui pour les tabliers, de 4,50 m de largeur et 2,50 m d'épaisseur.

Elle comporte un mur garde-grève de 0,50 m d'épaisseur, deux dalles de transition de 5,00 m de longueur, des murs en retour et des dalles de frottement.

La culée C16 obéit à la même conception que la culée C0, avec un sommier

4- Coffrage de pile – Exemple de la pile P9.

5- Précontrainte des chevêtres.

6- Modèle du chevêtre aux éléments finis.

4- Pier form-work – Example of pier P9.

5- Prestressing of crossbeams.

6- Finite-element model of the crossbeam.

d'appui de 4,00 m de largeur et 2,50 m d'épaisseur.

Elle s'appuie sur un remblai de grande hauteur (16 m environ), dont le tassement prévisible a été pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages.

APPAREILS D'APPUIS ET CONCEPTION PARASISMIQUE

L'ouvrage est situé en zone de sismicité faible suivant le nouveau zonage sismique de la France.

Néanmoins, sa longueur et sa masse importantes le rendent sensible aux effets du séisme.

En l'absence – lors du démarrage du projet – du décret relatif à la prévention du risque sismique, il a été retenu une accélération sismique de calcul de 1 m/s².

La conception parasismique de l'ouvrage a cherché à assurer de la souplesse à la structure – afin de limiter les efforts apportés aux appuis – tout en maîtrisant les déplacements engendrés par le séisme.

La solution mise en œuvre associe des appareils d'appui en néoprène fretté sur piles à des appareils d'appui à pot sur culées :

→ Les piles P4 à P11 comportent chacune quatre appuis en néoprène fretté classiques.

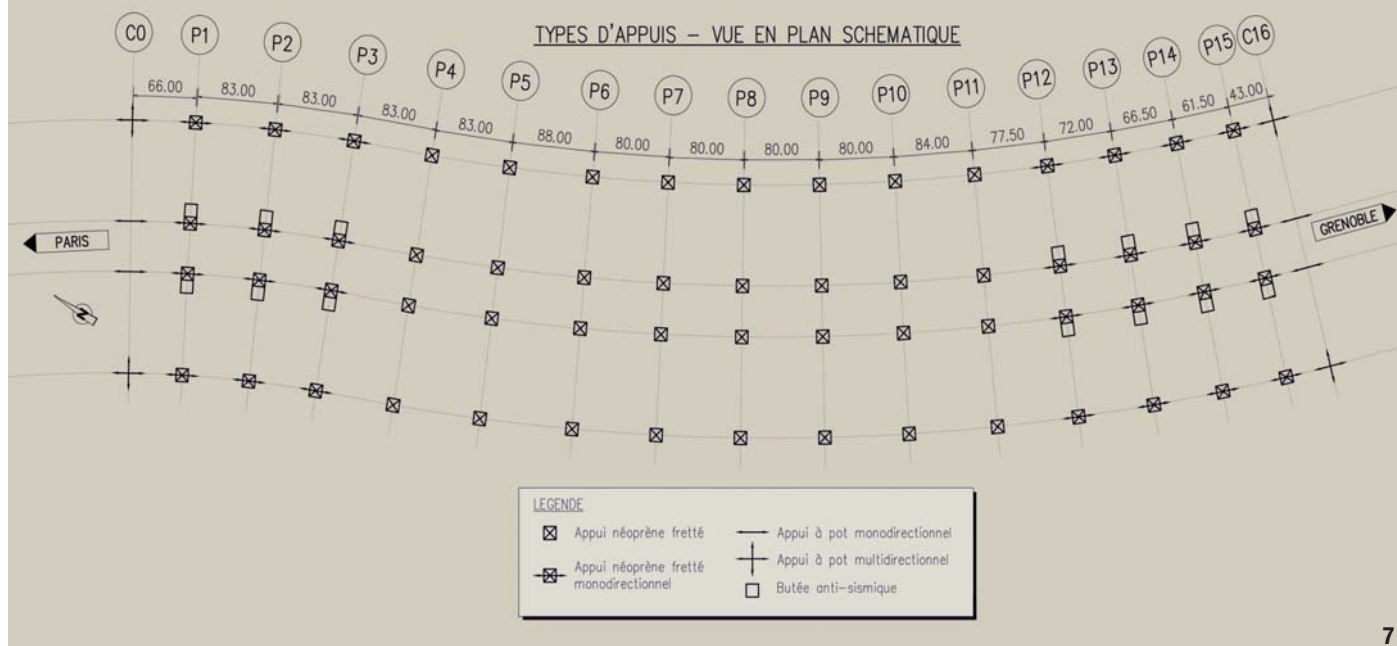
→ Les piles P1 à P3 et P12 à P15 comportent chacune quatre appuis glissants en néoprène fretté monodirectionnels (avec butée anti-sismique transversale).

→ Les culées C0 et C16 comportent chacune deux appuis à pot monodirectionnels et deux appuis à pot multidirectionnels.

Les appuis néoprènes sont de grandes dimensions (900 x 900 à 1 000 x 1 000 mm), et permettent par leur souplesse de filtrer les effets du séisme. Ils confèrent à l'ouvrage un comportement ductile limité, évitant de ce fait l'apparition de rotules plastiques sous séisme.

Les déplacements sismiques, de l'ordre d'une dizaine de centimètres transversalement et d'une quinzaine de centimètres longitudinalement, sont tout à fait admissibles pour les appareils d'appui. Ils sont également compatibles avec le vide central séparant les deux tabliers, qui s'avère suffisant pour éviter tout choc transversal entre tabliers (figure 7).

RÉPARTITION DES APPAREILS D'APPUI



7

UNE CHARPENTE MÉTALLIQUE AU POIDS OPTIMISÉ

Les études des tabliers mixtes ont été entièrement réalisées conformément aux Règles Européennes, ce qui a permis entre autre de diminuer les raidisseurs d'âme en limitant ces derniers uniquement aux zones sur piles.

Comme le permettent les nouvelles règles, toutes les vérifications de stabilité d'ensemble ont été effectuées par des calculs non linéaires du second ordre, aussi bien pendant les phases de construction qu'en service.

Ce type de calcul a permis d'optimiser au maximum le poids de la structure métallique.

Cette largeur, qui comprend un jeu nominal de 10 mm entre chaque dalle, est un multiple des pas de poteaux de BN4 (2,50 m). L'épaisseur des dalles varie de 42 cm au droit des PRS à 28 cm à l'axe.

La connexion à la charpente métallique se fait par l'intermédiaire de goujons implantés dans 4 réservations 900 mm x 900 mm par dalle. La continuité du hourdis et de son ferrailage se fait au travers de joints transversaux en extrémité de chaque plot. Les clavages s'opèrent par bétonnage en seconde

7- Répartition des appareils d'appuis.

8- Clavage type.
9- Dalle préfabriquée type.

7- Distribution of support systems.

8- Standard keying.
9- Standard prefabricated slab.

phase des réservations et zones de clavage entre dalle.

La prise en compte de la réglementation des Eurocodes a montré deux aspects particulièrement intéressants pour les études d'exécution :

→ L'augmentation des longueurs de recouvrements des armatures sous Eurocodes a rendu plus difficile le maintien de la largeur des zones de clavages aux valeurs habituellement prises sous règles B.A.E.L ;

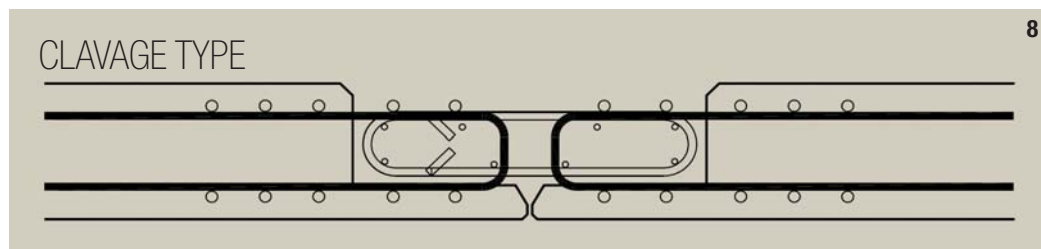
→ Les nouvelles règles se sont révélées plus exigeantes en termes d'études

UN HOURDIS EN DALLES PRÉFABRIQUÉS

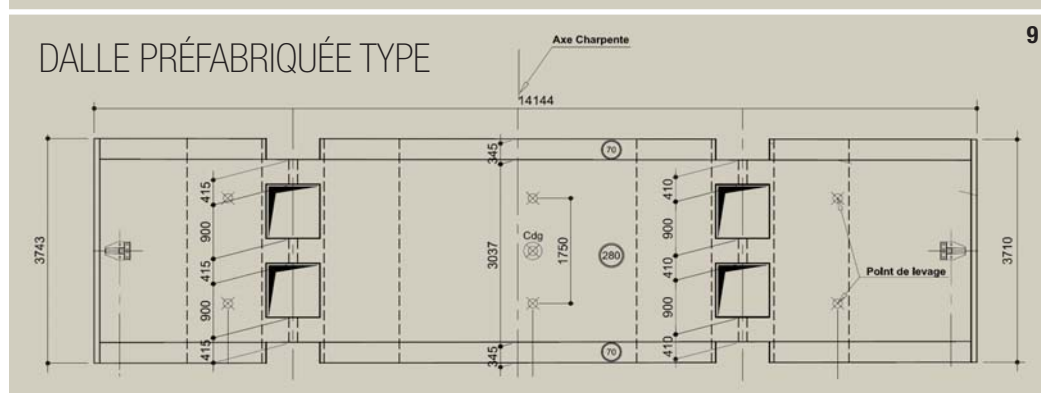
Le hourdis béton des deux tabliers est réalisé par dalles préfabriquées posées sur la charpente.

Chacun des tabliers se compose de trois voies de circulation de 3,50 m de large, d'une bande dérasée droite de 1,25 m de large avec une barrière BN4 dont la longrine a une largeur de 82 cm, d'une bande dérasée gauche de 0,75 m de large avec une barrière BN4 dont la longrine a une largeur de 82 cm La largeur totale du tablier est de 14,14 m.

Compte tenu de la longueur importante des tabliers et afin de limiter au maximum les recouvrements d'acier, une largeur de dalle de 3,74 m a été retenue.



8



9



10

© HUBERT CANET - BALLOIDE PHOTO

d'exécution. (multiplication des justifications à mener, règles de cumul flexion globale/locale,...), mais permettent en contrepartie aux Bureaux d'Études d'optimiser le ferrailage par le calcul plus détaillé (figures 8 & 9).

LA CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

UNE CAMPAGNE COMPLÈTE DE RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES

Les travaux de reconnaissances géotechniques ont démarré dès la notifi-

10- Coffrage et armatures des chevêtres.

10- Formwork and reinforcing bars for cross-beams.

cation du Marché. Afin d'optimiser au mieux le dimensionnement des fondations, et malgré un sous-sol relativement homogène pour les appuis P6 à C16, une campagne de reconnaissance particulièrement exhaustive et complète a été définie et entreprise. Elle a permis de définir, pour chaque appuis, des hypothèses géotechniques qui lui sont propres et ainsi d'optimiser le dimensionnement des fondations. Lors de cette campagne de reconnaissance géotechnique, des piézomètres ont été mis en œuvre le long de l'ouvrage. Ils ont permis de mettre en évidence un léger artésianisme présent dans la molasse, à 30 mètres de profondeur, engendrant des contraintes de réalisation des pieux.

DES PIEUX FORÉS-TUBÉS JUSQU'À 34 M DE PROFONDEUR

Dans un souci d'uniformisation, tous les dimensionnements de pieux ont été réalisés sur la base de pieux forés-tubés de 1 500 mm de diamètre. Ainsi, de 8 à 12 pieux ont dû être réalisés par appuis, pour des profondeurs allant de 23 à 34 mètres. Pour réaliser les 4 000 mètres de pieux en moins de 7 mois, la société Bauer a dû mobiliser 2 ateliers composés chacun d'une BG40 (grue de 140 tonnes). Compte tenu des phénomènes d'artésianismes observés lors de la campagne de reconnaissance géotechnique, tous les pieux ont dû être forés sous charge d'eau.

DES FÛTS DE PILES ÉLANCÉS

Les fûts de piles du viaduc de la Côtière sont élancés, de forme géométrique arrondie et évidée. Les piles sont constituées de deux demi-fûts s'évasant selon un angle constant, reliés par une embase commune en pied et par le chevêtre marteau en tête. Les embases et les pilettes sont creuses. La géométrie intérieure des pilettes se prolonge dans les embases, ce qui a permis d'utiliser les mêmes coffrages intérieurs pour les embases et pour les pilettes. Le coffrage extérieur de l'embase se désaccouple pour réaliser les levées situées au-dessus de l'embase.

Afin de tenir le programme du marché, 2 jeux de coffrages métalliques ont été utilisés. Pour chaque jeu de coffrage, la cadence de bétonnage était de 2 levées de piles de 3,50 m tous les 2 jours. La durée de réalisation des 15 piles a été de 12 mois, chevêtre compris (photo 1).

PRINCIPALE DIFFICULTÉ POUR RÉALISER LES APPUIS : LA CONSTRUCTION DES CHEVÊTRES

Comment faire transiter le plus simplement possible les 850 tonnes de béton frais du chevêtre dans les pilettes précédemment réalisées ? Les chevêtres ont des dimensions importantes (27 m x 4.35 m x 4.30 m). La partie en encorbellement du chevêtre marteau est de plus de 7 m. ▶

PROGRAMME DES TRAVAUX

Le viaduc de la Côtière est un ouvrage en conception-construction dont le programme de réalisation est décomposé en 3 phases :

- PHASE PRÉLIMINAIRE DE CONCEPTION ET DE PRÉPARATION DES TRAVAUX : 5 mois,
- PHASE DE CONSTRUCTION : 26 mois,
- PHASE DE PARACHÈVEMENT (AMÉNAGEMENTS PAYSAGÉS) : 5 mois.

La phase préliminaire très courte a conduit le Groupement à mener de front la finalisation de la conception de l'ouvrage avec le démarrage des études d'exécution alors même que la campagne de reconnaissance géotechnique n'était pas encore achevée.

Le délai de construction également très court (26 mois) a quant à lui conduit le Groupement à préparer le chantier en doublant systématiquement tous les ateliers de productions (pieux, semelles, appuis, tablier).

Pour soutenir ces encorbellements, l'idée majeure a été de faire transiter les efforts du fond de moule dans le coffrage vertical « face avant » du coffrage de chevêtre et de dimensionner celui-ci comme une poutre métallique venant prendre appui sur les pilettes. Afin d'avoir une surface d'appui suffisante, le prolongement sur le chevêtre de l'arête saillante des pilettes (appelé « oreille ») a été coulé en seconde phase. Ainsi, le coffrage vertical « face avant » pouvait s'appuyer sur 2 surfaces béton, renforcées par un frettage, permettant de reprendre les efforts engendrés par le poids des encorbellements du chevêtre. À noter, le poids du béton de la « taille de guêpe » située entre les pilettes, était repris par un coffrage tunnel reposant sur 4 consoles de 50T boulonnées sur les 2 faces intérieures des pilettes. L'intégralité des efforts liés au bétonnage du chevêtre se répercutait donc directement sur les dernières levées de pilettes via les consoles de 50T ou les embases « d'oreilles ».

La plateforme d'accès liée au coffrage de chevêtre ne servait donc que de circulation pour le personnel ou de support au fond de moule lors de son réglage et jusqu'à ce que la joue « face avant » lui soit entièrement connectée (photo 10). Le ferrailage des chevêtres était préfabriqué au sol en 3 éléments. Une fois assemblé sur les fond de moule, et après fermeture des coffrages poutres « face avant », le ferrailage était complété par la mise en place des derniers lits supérieurs, incluant les gaines de précontrainte (4 câbles de 27T15).

Tous les bétonnages de chevêtre ont été réalisés avec 2 pompes depuis le sol, à des vitesses de l'ordre de 60 m³/heure. Initialement, les coffrages ont été conçus pour pouvoir adapter un mât de répartition de bétonnage. Grâce à l'utilisation, pour les appuis les plus hauts, d'une pompe pouvant atteindre 58 m de hauteur (matériel unique en France), aucun mât de répartition n'a dû être mis en œuvre.

Une fois le chevêtre bétonné, et une fois les panneaux d'abouts retirés, les câbles de précontraintes pouvaient être enfilés et tendus, directement à 100 % de leur tension définitive. En effet, il n'était pas nécessaire de « charger » le chevêtre (poids de charpente + hourdis béton), avant de pouvoir appliquer l'effort final de précontrainte.

LA FABRICATION DE LA CHARPENTE MÉTALLIQUE

Afin de pouvoir assurer le délai de mise à disposition des charpentes métal-

liques des deux tabliers en fonction des disponibilités des moyens humains et matériels, le groupement de conception-réalisation a retenu deux constructeurs pour assurer la construction des charpentes métalliques des deux tabliers. Victor Buyck a ainsi construit la charpente métallique du tablier Est, Eiffel celle du tablier Ouest.

La fabrication en atelier de chaque charpente s'est étalée de janvier à novembre 2009.

Dans les 2 ateliers, les aciers, en provenance des Acieries de Dillingen en Allemagne, ont été livrés par barge ou bateau par voie fluviale.

Ils sont ensuite déchargés au port et acheminés au parc de l'atelier à l'aide d'un ensemble routier spécifique.

Le débit des pièces est réalisé par des machines d'oxycoupage à commande numérique.

Les soudures principales sont réalisées en fil-flux, les soudures secondaires en fil fourré sous gaz.

Chaque poutre a été découpée en 48 tronçons transportés sur chantier par convoi routier exceptionnel, soit 192 transports au total. La durée de transport de chaque élément de poutre de Lauterbourg au site a été de deux jours. Les éléments de poutres ont mis quatre jours pour être acheminés d'Eeklo (ateliers de Victor Buyck) au chantier.

ASSEMBLAGE ET MISE EN ŒUVRE DE LA CHARPENTE MÉTALLIQUE

La mise en place de chaque charpente a été réalisée par lancement. Les portions côté plaine, avec un rayon de 2 200 m et d'une longueur de 942 m ont été lancées depuis la plaine en montant avec la pente du profil en long de 4,2 %. Ces lancements des deux charpentes ont été menés simultanément. Six lancements ont été nécessaires pour chaque tablier. L'ossature du tablier Ouest a été lancée à l'aide de deux treuils (un treuil de retenu étant prévu par sécurité), celle du tablier Est à l'aide de deux vérins avaleurs de câbles (photo 11).

Le passage de l'avant- bec à l'aplomb de la voie SNCF a été conduit de nuit sous coupure de circulation ferroviaire. Pour minimiser le nombre de ces coupures, les charpentes ont été lancées avec les dalles préfabriquées situées au droit de la voie SNCF (350 tonnes de surcharge) (photo 12).

Lors du dernier lancement avec le poids maxi (3 820 tonnes), un effort de traction de 230 tonnes a été nécessaire.



PHOTOS 11 & 12 © HUBERT CANET - BALOISE PHOTO



13

© HUBERT CANET - BALLOIDE PHOTO

11- Vérins avaleurs de câble pour le lançage du tablier Est.

12- Vue aérienne de la charpente en cours de lançage.

13- Pose des dalles préfabriquées.

11- Cable reel jacks for launching the eastern deck.

12- Aerial view of the frame undergoing launching.

13- Placing prefabricated slabs.

La portion côté Côtière, avec un rayon de 1 600 m et d'une longueur de 268 m, a été lancée en trois fois en descendant suivant une pente de 6 %. Ces lancements ont été réalisés l'un après l'autre pour pouvoir récupérer les matériels de lancement (avant-bec, treuils et chaises).

Le clavage pour assurer la continuité des portions de poutres a été réalisé par soudage, à 40 mètres du sol, à l'aide d'une passerelle adaptée.

Un cheminement piéton courant sur toute la longueur de l'ouvrage et utilisé pour la maintenance ultérieure du viaduc, a été utilisé pour permettre l'accès aux têtes de piles.

La durée du montage avec la pose des appareils d'appui a été de 14 mois.

RÉALISATION DU HOURDIS EN BÉTON ARMÉ

Le délai de réalisation de 26 mois pour un ouvrage de 2 x 3 voies de circulation et de 1 210 m de long a rapidement posé un problème pour la réalisation du tablier. En effet, une construction du

hourdis de façon classique, par coulage en place de plots réalisés à l'aide d'équipages mobiles pianotant sur la charpente, ne permettait pas de tenir les délais de réalisation, même en multipliant le nombre d'outils coffrants.

Une solution de mise en œuvre de dalles préfabriquées, posées à l'avancement sur la charpente et clavées dans un second temps a donc été retenue.

Cette solution avait déjà été imaginée et mise en œuvre par GTM TP Lyon, lors de la construction du viaduc de Monestier de Clermont sur l'autoroute A51 (38 – Isère).

PRÉFABRICATION ET POSE DES DALLES

Au total, ce ne sont pas moins de 648 dalles de 36 tonnes chacune qu'il a fallu préfabriquer pour couvrir les 2 tabliers. La préfabrication des dalles a été sous-traitée par le chantier à la Société Bonna Sabla disposant d'une usine à quelques kilomètres du chantier (Site de Loyettes – Ain).

Quatre moules ont été réalisés pour tenir le cycle de production nécessaire au respect des délais, soit 4 dalles décoffrées tous les jours (étuvage du béton). La préfabrication s'est étendue sur une période de 11 mois, de Avril 2009 à Mars 2010. Le ferrailage des dalles a été entièrement préfabriqué sur le site de Bonna Sabla, par la société en charge de la fourniture et de la pose du ferrailage sur le chantier (Société Cepaba).

La pose des dalles préfabriquées a été réalisée à l'avancement, en partant de la culée Sud (C16) et en remontant vers la culée Nord (C0). Cette pose a été réalisée à l'aide de 2 portiques dont la conception a été inspirée par l'outil précédemment utilisé sur le viaduc de Monestier de Clermont. La fabrication des portiques a été réalisée par Vinci Construction France, via le CETRA (Centre d'Etudes Techniques Rhône-Alpes) situé à St-Vulbas (01). Chaque dalle est approvisionnée sous le portique de pose par un semi-remorque à demeure sur le chantier et ▷



14

© HUBERT CANET - BALLOIDE PHOTO

reculant de la zone de stockage tampon sur la culée, au portique situé à l'avant du hourdis en cours de réalisation. Une fois la dalle située sous le portique de pose, le palonnier lui est accroché, la dalle est levée, tournée et translaturée avant d'être redescendue pour être posée sur la charpente. Une fois la dalle posée, le portique est

avancé de 3,75 m avant de ressaisir une nouvelle dalle... (photo 13). Une fois un certain nombre de travées posées, et selon un phasage défini par le bureau d'études, un clavage des dalles entre elles, mais aussi des dalles à la charpente est réalisé. En règle générale, ce clavage peut s'opérer jusqu'à la travée N-2 si la

14- Clavage des dalles préfabriquées.

14- Keying of prefabricated slabs.

travée N est la dernière travée qui vient d'être posée (photo 14). En termes de production, sur une période de 5 jours travaillés, ce sont près de 80 m de tablier qui pouvaient être posés et clavés. Ces 80 m s'entendent par tablier, avec 1 portique de pose et 1 équipe de clavage. □

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : APRR

AMO : Setec

GROUPEMENT CONCEPTEURS - CONSTRUCTEURS :

Architecture : Architecture et Ouvrages d'Art – Architectes associés

Ingénierie : Egis Structure et Environnement (JMI)
B.E.T. Vinci Construction France

Génie civil : Dodin Campenon Bernard (Mandataire)
GTM TP Lyon

ÉTUDES D'EXÉCUTION :

B.E.T. Vinci Construction France
B.E.T. Campenon Bernard Dodin Ingénierie
Confluence (Géotechnique)
Paysage Plus (Aménagements paysagés)

PRINCIPAUX SOUS-TRAITANTS :

Travaux de terrassements : Vinci Construction Terrassement

Pieux : Bauer

Charpente métallique : Eiffel (mandataire)

Victor Buyck

Armatures : Cepaba

PRINCIPALES QUANTITÉS

	Volume de béton (m ³)	Ratio d'aciers passifs (kg/m ³)
CULÉES	1 100	90
PILES : PIEUX	7 200	55
SEMELLES	5 800	130
FÛTS	7 200	155
CHEVÊTRES	5 200	105
HOUDIS BÉTON	12 000	280

CHARPENTE MÉTALLIQUE : 8 600 tonnes

ABSTRACT

CONSTRUCTION OF THE CÔTIÈRE VIADUCT OVER THE A432 MOTORWAY

D. FOISSAC, P. DHIVER, BET VINCI CONSTRUCTION - L. BASTARD-ROSSET, GTM TP LYON - J. WITTMER, EIFFEL - S. BERNHARD, R. PEPE, DODIN CAMPENON BERNARD - P. VAN SEVEREN, VICTOR BUYCK

The Côtierre viaduct, northeast of the Lyon urban area, will allow the present A432 motorway to connect the Dombes plateau to the Rhone plain, by crossing various obstacles: county road RD 1084, local road systems, Lyon-Geneva railway line, electric power supply cable tunnel and Sereine river. On this constrained site, it must also run alongside the southeastern high-speed train line which crosses the valley on a prestressed concrete viaduct. This structure, 1210 metres long and carrying six traffic lanes, will ultimately make it possible to cross a section having a difference in altitude of more than 40 metres. □

CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO DE LA CÔTIÈRE EN LA AUTOPISTA A432

D. FOISSAC, P. DHIVER, BET VINCI CONSTRUCTION - L. BASTARD-ROSSET, GTM TP LYON - J. WITTMER, EIFFEL - S. BERNHARD, R. PEPE, DODIN CAMPENON BERNARD - P. VAN SEVEREN, VICTOR BUYCK

En el Nordeste de la aglomeración urbana de Lyon, el viaducto de la Côtierre permitirá que la actual autopista A432 comunique la meseta de La Dombes con la llanura del Ródano, salvando diferentes obstáculos: la carretera comarcal RD 1084, las vías de circulación locales, la vía férrea Lyon-Ginebra, la galería de alimentación eléctrica y el río Sereine. En este problemático emplazamiento, también debe bordear la línea de alta velocidad sudeste que atraviesa el valle por medio de un viaducto de hormigón pretensado. A su término, esta estructura, de 1.210 metros de longitud y 6 carriles, permitirá superar un desnivel de más de 40 metros. □

LE NOUVEL ÉCHANGEUR A13-A132 DE PONT-L'ÉVÊQUE (NORMANDIE)

AUTEURS : JULIEN INGREMEAU, DIRECTEUR DE CHANTIER DES LOTS OA (SECTION COURANTE ET ÉCHANGEUR DE PONT-L'ÉVÊQUE) ET CHEF DE SERVICE ADJOINT BYTPRF - MARIE-PAULE KREIDER, RESPONSABLE DES TRAVAUX DE L'ÉCHANGEUR DE PONT-L'ÉVÊQUE ET INGÉNIEUR PRINCIPAL BYTPRF - OLIVIER MONFRAY, RESPONSABLE MÉTHODES OA ET CHEF DE SERVICE ADJOINT BYTPRF.

CRÉDITS PHOTOS : XAVIER FRESNEAU (SETEC) - LIONEL MARTIN (VALERIAN) - PATRICE LEFEBVRE (PHOTOGRAPHE) - ÉQUIPE CHANTIER BYTPRF

LE NOUVEL OUVRAGE DE L'ÉCHANGEUR DE PONT-L'ÉVÊQUE PERMET À L'AUTOROUTE A13 (VOIES FRANCHIES) DE PASSER DE CINQ À NEUF VOIES, ET À L'A132 (VOIES PORTÉES) DE PASSER DE QUATRE À SEPT VOIES. COMPOSÉ DE DEUX TABLIERS EN BÉTON ARMÉ ET À ENCORBELLEMENT REPOSANT SUR CINQ APPUIS COMMUNS, IL A ÉTÉ RÉALISÉ EN DEUX ANS SUIVANT UN PHASAGE COMPLEXE ET DES MÉTHODES D'EXÉCUTION VARIÉES (DÉPLACEMENTS PAR REMORQUES HYDRAULIQUES, POUSSAGE...), AFIN DE MAINTENIR EN PERMANENCE UNE CIRCULATION SUR L'A13 À 2 X 2 VOIES.



1- Le tablier 181-A en position provisoire avec la circulation de l'A132 basculée dessus et le tablier 181-B en cours de préfabrication.

1- The 181-A deck in temporary position with deviation of traffic on the A132 above and the 181-B deck undergoing prefabrication.

PHOTO 1 / FIGURE 2 © DR

MISE À 2 X 3 VOIES DE L'A13 ENTRE BEUZEVILLE (27) ET PONT-L'ÉVÊQUE (14)

Dans le cadre de l'amélioration de son réseau autoroutier, la SAPN a lancé un marché pour l'élargissement de l'A13 entre Beuzeville (27) et Pont-l'Évêque (14). La mise à 2 x 3 voies de cette section a permis de fluidifier le trafic, et ainsi de sécuriser l'autoroute. La SAPN a confié l'opération au groupement composé de Valerian (mandataire en charge des travaux de



2- Plan de situation.

2- Location drawing.

terrassément, d'assainissement et de signalisation), de Bouygues Travaux Publics régions France (BYTPRF – démolition et reconstruction des ouvrages d'art) et de Le Foll (chaussées et assainissement), pour un montant de 72 millions d'euros (figure 2).



FIGURE 4 / PHOTOS 3, 5 & 6 © DR

AMÉLIORER LA CIRCULATION

Dans le cadre de ces travaux d'élargissement sur 13,5 km, l'une des opérations majeures résidait dans le réaménagement complet de l'échangeur de Pont-l'Évêque. L'objectif était de permettre à l'autoroute A13 (voies franchies) de passer de cinq à neuf voies, et à l'A132 (voies portées) de passer de quatre à sept voies. De plus, ce nœud autoroutier qui relie l'A13 (Paris-Caen) à l'A132 en direction de Deauville, et permet également le trafic d'échange entre Lisieux et Pont-l'Évêque, rencontrait des situations de saturation de bretelles récurrentes à l'heure de pointe, en particulier pour la boucle Deauville vers Paris, et des insertions difficiles (photo 3).

Le chantier, qui a maintenu en permanence une circulation sur l'A13 à 2 x 2 voies et à trois voies au minimum sur l'A132, a débuté en juin 2008 et s'est achevé en juillet 2010. Il a consisté en la modification des bretelles existantes, la création de nouvelles bretelles et la démolition et la reconstruction de l'ouvrage d'art principal existant (PS 181) associé à l'échangeur. Le montant du génie civil pour cet échangeur est de près de 8 millions d'euros (figure 4, photos 5 et 6).



3- Vue aérienne de l'échangeur de Pont-l'Évêque avant le début des travaux.

4- Extrait du dossier architectural.

5- Le PS 181 avant les travaux.

6- Le PS 181 achevé.

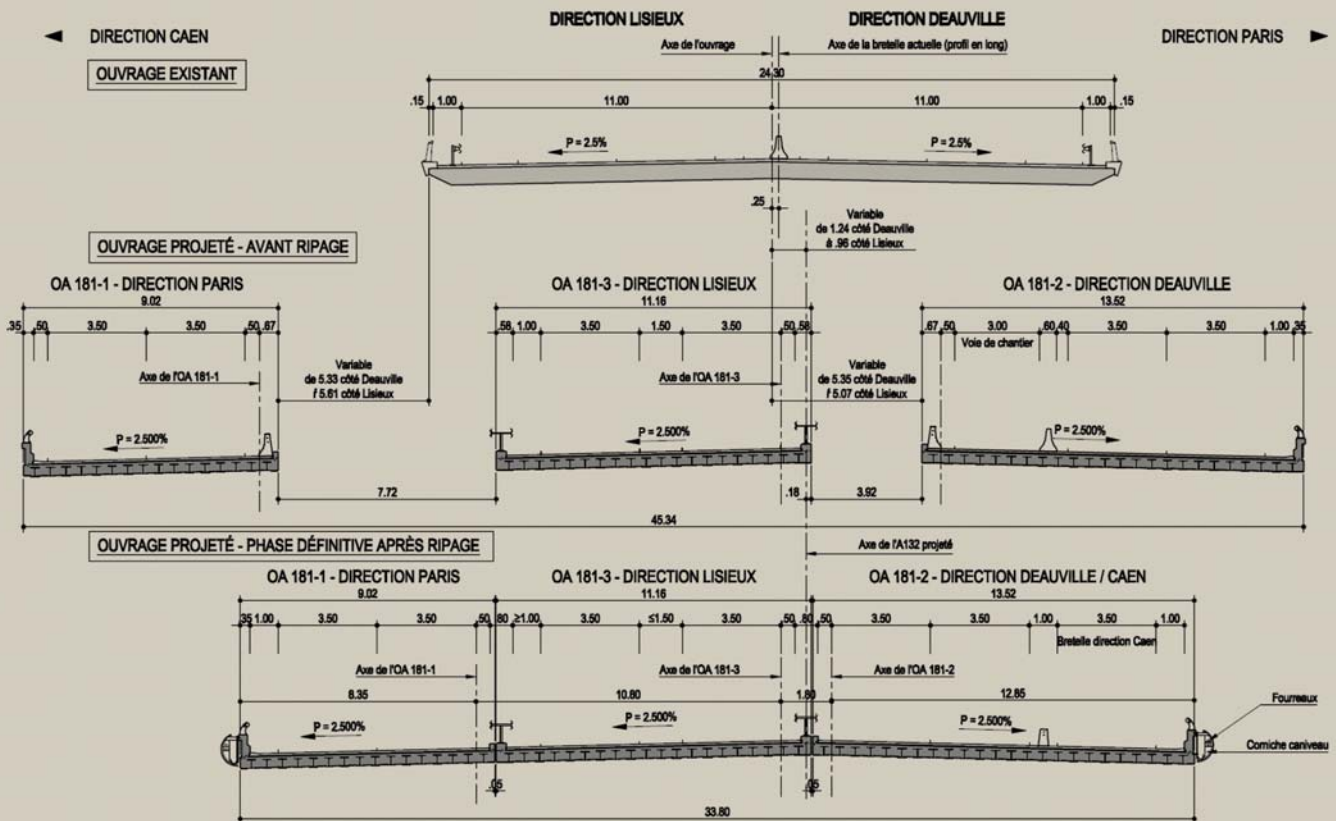
3- Aerial view of the Pont-l'Évêque interchange before the start of works.

4- Excerpt from the architectural file.

5- The 181 overpass before the works.

6- The completed 181 overpass.

EXTRAIT DE PLAN DU DCE



FIGURES 7, 8 & 9 © DR

7



8



9

Une fois l'ancien pont détruit, les nouveaux ouvrages auraient été rapprochés par ripage (figure 7).

Dès l'appel d'offres, le groupement d'entreprises a imaginé une variante pour simplifier le phasage de démolition et de reconstruction du PS 181, réduire le délai de réalisation et minimiser la gêne sur l'A13 et l'A132.

Un tablier a été supprimé, il en restait donc deux à construire (PS 181-A et PS 181-B) au lieu de trois. Cela a permis de réduire le nombre de phases de travaux et de démolir l'ouvrage existant en une seule fois.

Pour limiter la gêne aux usagers et au chantier, le groupement a décidé de préfabriquer les deux tabliers en dehors de la section de l'A13 puis de les déplacer pour les mettre en place sur leurs appuis.

Ce choix a permis, lors de la construction des deux tabliers, de s'affranchir des problématiques liées à la circulation de l'autoroute, mais aussi de réduire le délai global du chantier, car les tabliers ont été préfabriqués en temps masqué pendant la réalisation des appuis (figures 8 et 9).

Le premier tablier, côté Caen (PS 181-A), a été préfabriqué dans une bretelle de l'autoroute du même côté.

LE PS 181 EN QUELQUES CHIFFRES

LONGUEUR : 51,225 m

LARGEUR (deux tabliers) : 34,75 m

LONGUEUR DE PIEUX : 2 147 m

BÉTON : 2 500 m³

ARMATURES : 370 t

SURFACE COFFRÉE : 5 530 m²

BARDAGE TRESPA : 517 m²

7- Extrait de plan du DCE.
8 & 9- Extraits de l'offre.

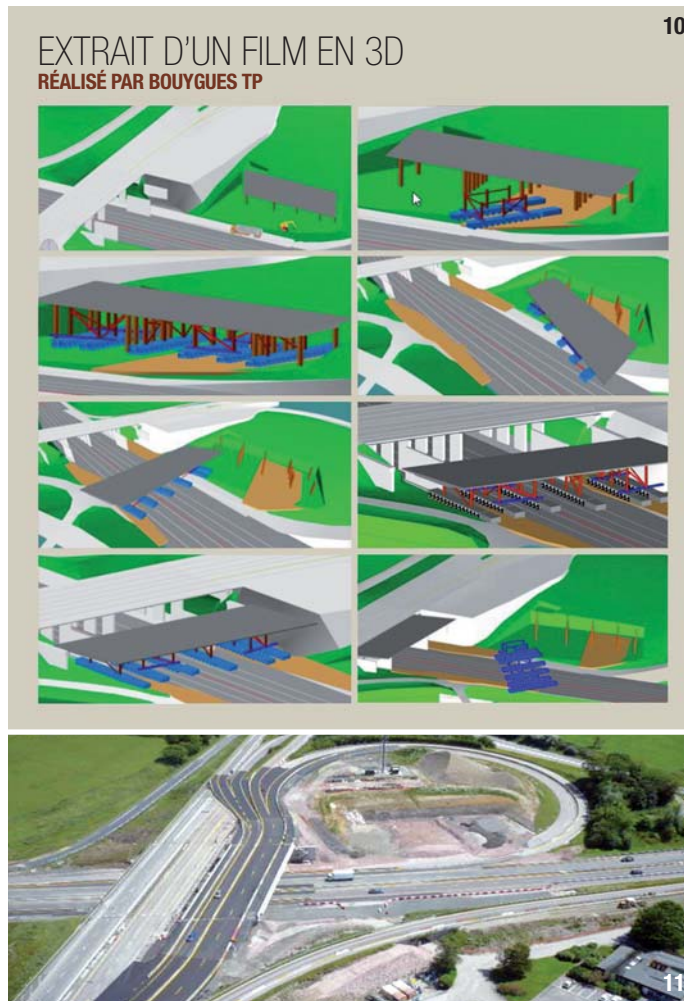
7- Excerpt from the drawing in the tender documents.

8 & 9- Excerpts from the tender.

PHASAGE DE RÉALISATION

Le dossier de consultation des entreprises (DCE) prévoyait la réalisation de trois ouvrages (PS 181-1 côté Caen, PS 181-2 côté Paris et PS 181-3 au milieu), avec des tabliers à poutrelles enrobées réalisés au-dessus des voies circulées. Ce phasage nécessitait de nombreuses coupures de nuit de l'autoroute et un grand nombre de basculements de voies sur l'A13 et l'A132. De plus, ces trois ouvrages auraient demandé de nombreuses phases de travaux pour être construits avec un espacement provisoire entre eux afin de permettre la démolition de l'ouvrage existant en deux temps.

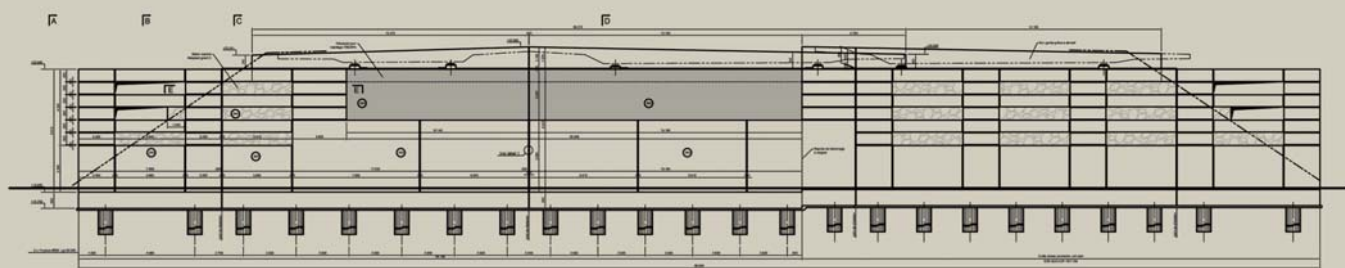
Il a été déplacé et positionné par remorques hydrauliques (type kamags) sur des appuis provisoires sur l'A13, en une nuit de coupure totale de l'A13. La circulation de l'A132 a alors été intégralement basculée sur ce nouvel ouvrage, permettant ensuite de démolir par grignotage le pont existant en trois nuits consécutives de coupure totale de l'A13 (figure 10 et photo 11). Le second tablier (PS 181-B) a été construit côté Paris sur une aire de préfabrication, dans l'alignement de sa position future, puis poussé au-dessus des voies de l'A13 pendant deux nuits sous coupure totale de l'A13, et enfin descendu sur ses appuis définitifs par dévérinage en quatre nuits consécutives de coupure totale de l'A13. La circulation de l'A132 a pu alors être intégralement basculée sur ce second ouvrage. En fin d'opération, le premier tablier (PS 181-A) a été ripé et mis en place sur ses appuis définitifs (contre le PS 181-B), de nouveau à l'aide de remorques hydrauliques et en une nuit sous coupure totale de l'A13. La circulation de l'A132 a alors été rétablie en configuration définitive sur les deux tabliers, et les appuis provisoires du PS 181-A ont pu être démolis par grignotage lors d'une dernière nuit de coupure totale de l'A13.



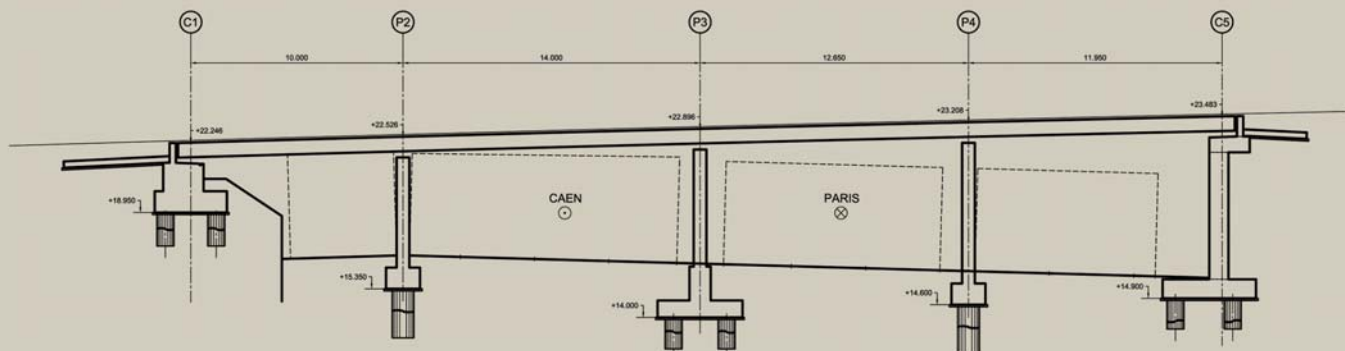
10- Extrait d'un film en 3D réalisé par Bouygues TP.
11- La circulation de l'A132 intégralement basculée sur le PS 181-A en position provisoire et avant démolition de l'ouvrage existant.
12- Élévation de la culée C5 du PS 181.
13- Coupe longitudinale du PS 181.

10- Excerpt from a 3D film produced by Bouygues TP.
11- Traffic on the A132 completely diverted onto the 181-A overpass in temporary position before demolition of the existing structure.
12- Elevation view of abutment C5 of the 181 overpass.
13- Longitudinal section of the 181 overpass.

ÉLÉVATION DE LA CULÉE C5 DU PS 181



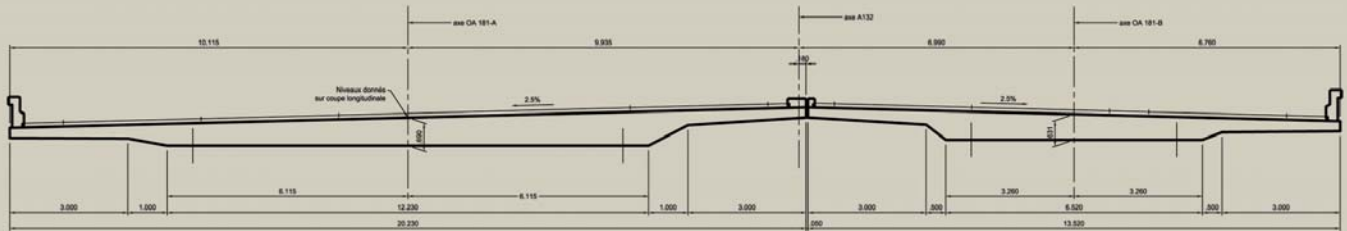
COUPE LONGITUDINALE DU PS 181



FIGURES 12 & 13 © DR



COUPE TRANSVERSALE DES DEUX TABLIERS



FIGURES 14, 15 & 17 / PHOTO 16 © DR

DATES CLÉS

1^{er} AVRIL 2008 : Notification du marché par ordre de service au groupement d'entreprises.

9 JUIN 2008 : Démarrage des travaux.

28 JANVIER 2009 : Bétonnage du premier tablier (PS 181-A).

NUIT DU 23 AU 24 AVRIL 2009 : Déplacement et mise en place du premier tablier sur ses appuis provisoires au-dessus de l'A13 par remorques hydrauliques.

NUITS DU 22 AU 25 JUIN 2009 : Démolition de l'ancien ouvrage.

18 FÉVRIER 2010 : Bétonnage du second tablier (PS 181-B).

16 AU 18 MARS 2010 : Poussage du second tablier au-dessus de l'A13 et mise en place sur ses appuis provisoires.

NUITS DU 29 MARS AU 2 AVRIL 2010 : Descente du second tablier sur ses appuis définitifs.

NUIT DU 26 AU 27 MAI 2010 : Déplacement et mise sur ses appuis définitifs (contre le PS 181-B) du tablier PS 181-A par remorques hydrauliques.

NUIT DU 24 AU 25 JUIN 2010 : Démolition des appuis provisoires du PS 181-A.

9 JUILLET 2010 : Réception du chantier.

14 & 15- Extraits du dossier architectural.
16- Appuis du PS 181 achevés.
17- Coupe transversale des deux tabliers.

14 & 15- Excerpts from the architectural file.

16- Completed supports for the 181 overpass.

17- Cross section of the two decks.

AVANTAGES DE LA SOLUTION DE PHASAGE

La suppression d'un tablier a permis de :
→ Réduire le nombre de phases de travaux par la suppression des phases de réalisation des appuis d'un troisième tablier ;

→ Démolir l'ouvrage existant en une seule fois (au lieu de deux) par le basculement de l'intégralité des voies de l'A132 sur le premier tablier ;

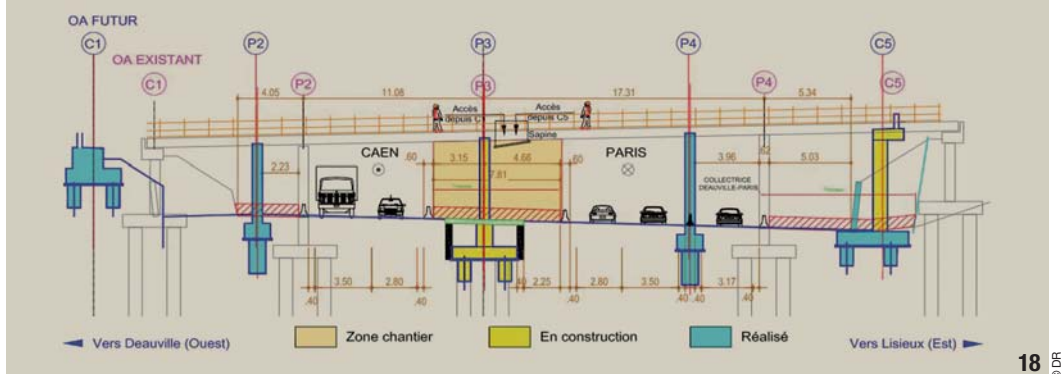
→ Diminuer le nombre de déplacements de séparateurs de voies par la diminution du nombre de phases de réalisation des appuis.

La préfabrication des deux tabliers (PS 181-A et PS 181-B) en dehors de la section de l'A132 puis le ripage pour les mettre en place sur leurs appuis (réalisés sous circulation autoroutière) a permis, entre autres, de :

→ S'affranchir, lors de la construction des tabliers, des problématiques liées à la circulation de l'autoroute maintenue en permanence à 2 x 2 voies ;

→ Réduire le délai global du chantier car les tabliers pouvaient être préfabriqués ▷

COUPE EXTRAITE D'UN PLAN MÉTHODES BOUYGUES TP



en temps masqué pendant la réalisation des appuis ;

→ Diminuer fortement les travaux impactant l'A13 par la suppression de la pose des poutrelles, la mise en œuvre des dalles, des bétonnages, de l'enfilage des armatures transversales, de la pose des coffrages de rive, et enfin la suppression des équipements des ouvrages au-dessus des voies ;

→ Modifier la structure des deux tabliers, passant de poutrelles enrobées à béton armé, car la préfabrication hors circulation permettait le coffrage sur étaiement de plain-pied ;

Au final, ce nouveau phasage a nécessité seulement 12 nuits de coupure totale de l'A13 au lieu des quelque 50 nuits de coupure ou de basculement de circulation proposées au DCE.

UN OUVRAGE EN DEUX PARTIES

Le nouvel ouvrage d'art (PS 181) est en réalité un double PS : PS 181-A côté Caen et PS 181-B côté Paris. En effet, il est constitué de deux tabliers reposant sur des néoprènes en tête des cinq appuis en commun, soit deux

culées et trois piles (figures 12 et 13). Les cinq appuis sont les suivants :

→ Une culée (C1) sens 1 (côté Deauville) de 49 m, constituée d'un chevêtre, d'un perré avec un parement type galets pour rappeler les plages normandes, et d'une paroi clouée permettant le passage de la nouvelle bretelle Lisieux-Caen au pied de cette culée ;

→ Trois piles avec chacune un bardage type Trespa de couleur rouille pour rappeler les coques des bateaux corrodés, des évidements et des engravures (longueurs : P2, 28,40 m ; P3, 50 m ; P4, 28,40 m) ;

18- Coupe extraite d'un plan méthodes Bouygues TP.

19- Extrait d'un plan méthodes Bouygues TP.

20- Le tablier 181-A sur sa zone de préfabrication.

21- Extrait d'un plan méthodes Bouygues TP.

22- Le tablier 181-A pris en charge.

18- Section excerpted from a Bouygues TP production engineering drawing.

19- Excerpt from a Bouygues TP production engineering drawing.

20- The 181-A deck on its prefabrication area.

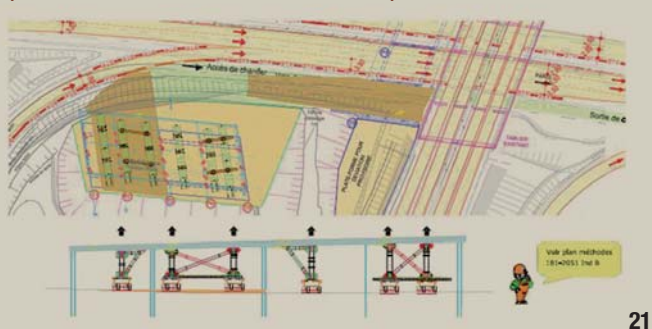
21- Excerpt from a Bouygues TP production engineering drawing.

22- The 181-A deck being lifted.

LE TABLIER 181-A SUR SA ZONE DE PRÉFABRICATION (EXTRAIT D'UN PLAN MÉTHODES BOUYGUES TP)



LE TABLIER 181-A PRIS EN CHARGE (EXTRAIT D'UN PLAN MÉTHODES BOUYGUES TP)



**LE TABLIER 181-A
EN COURS DE DÉPLACEMENT**
(EXTRAIT D'UN PLAN MÉTHODES BOUYGUES TP)



23



24

→ Une culée (C5) sens 2 (côté Lisieux) de 69 m constituée d'un piédroit avec en tête un chevêtre et deux murs en retour, de parements architecturaux avec des alternances de parties lisses et matricées, d'un bardage type Trespa couleur rouille, d'évidements et engravures (figures 14 et 15, photo 16). Ces appuis sont fondés sur des pieux (116 unités) réalisés à la tarière creuse. Les deux tabliers sont en béton armé de 51,225 m de longueur avec des encorbellements d'épaisseur variable allant jusqu'à un minimum de 0,25 m d'épaisseur (figure 17).

**TRAVAUX SOUS CIRCULATION
AUTOROUTIÈRE**

Durant l'ensemble des travaux d'élargissement de l'A13, la circulation de l'autoroute devait être maintenue à 2 x 2 voies. Cela a induit des contraintes fortes sur le chantier, en particulier :
→ Les accès aux zones de travaux, qui ont dû être anticipés et réfléchis pour chaque phase de travaux en concertation avec la maîtrise d'œuvre et l'exploitant (SAPN) ;
→ Les insertions d'engins et de véhicules spéciaux, pour lesquels une auto-

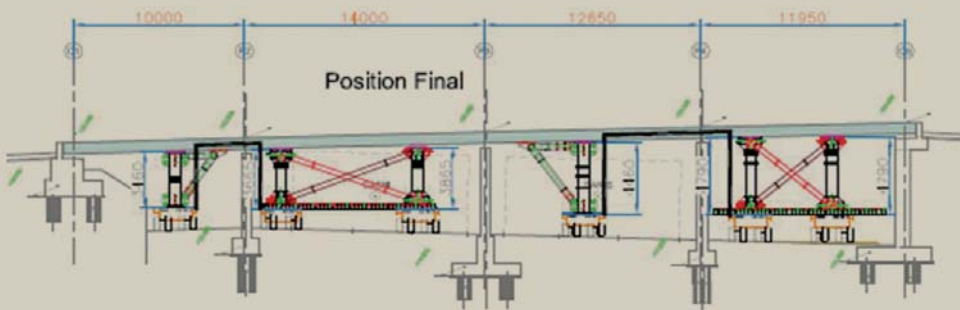
risation et une escorte étaient indispensables à leur arrivée sur le chantier ;
→ Les travaux de signalisation et de basculement, qui nécessitaient des balisages complémentaires ;
→ Les zones de travaux, très limitées en largeur du fait de la présence des voies ;
→ La nécessité de phaser très précisément la construction des appuis sur l'autoroute.
Cependant, la circulation autoroutière était toujours considérée comme prioritaire par rapport au chantier. En cas de trafic important ou de conditions de

circulation jugées difficiles par l'exploitant, ce dernier avait la possibilité d'annuler les balisages ou basculements de circulation, qui étaient alors reportés.

PHASAGE DES APPUIS

Les appuis ont été réalisés en suivant un phasage précis, optimisé, et permettant la réalisation des cinq appuis dans un laps de temps très court. Une des solutions proposées par le groupement dès l'appel d'offre a été de réaliser en deux temps la culée C5, qui était l'appui présentant la durée d'exécution la plus longue. ▷

EXTRAIT D'UN PLAN MÉTHODES BOUYGUES TP



25



26

23- Extrait d'un plan méthodes Bouygues TP.

24- Le tablier 181-A en cours de déplacement.

25- Extrait d'un plan méthodes Bouygues TP.

26- Le tablier 181-A en cours de mise en place sur ses appuis provisoires.

23- Excerpt from a Bouygues TP production engineering drawing.

24- The 181-A deck being shifted.

25- Excerpt from a Bouygues TP production engineering drawing.

26- The 181-A deck being placed on its temporary supports.

Ainsi, dès que la semelle de C5 a été réalisée, les réseaux et la chaussée ont été mis en œuvre pour rabattre la circulation de la bretelle Deauville-Paris contre cet appui. Ce basculement a permis d'effectuer les travaux de construction de la pile P4 en parallèle de la pile P2. Puis, une fois les piles P2 et P4 achevées et dès le démarrage des travaux de la pile P3 en TPC, la réalisation de la culée C5 a pu être reprise en ayant au préalable rabattu la bretelle Deauville-Paris contre la pile P4 (figure 18).

TABLIER DU PS 181-A

Le premier tablier, côté Caen (PS 181-A), a été préfabriqué à l'intérieur de la boucle de la bretelle Deauville-Paris, ce qui a nécessité de nombreux aménagements et moyens :

- Terrassement du délaissé (8 000 m³ de déblai) de la bretelle afin de créer une zone de préfabrication plane et suffisamment étendue pour permettre la construction du tablier ;
- Mise en œuvre de tubes métalliques (20 pieux pour un linéaire de 360 m et un poids de 57 t) par vibrofonçage puis surbattage afin de créer les appuis de préfabrication de l'ouvrage ;
- Mise en place et soudage de plaques d'appui en tête de ces pieux ;
- Montage de l'étalement de plain-pied (62 t de tours) (figure 19 et photo 20).

Une fois le tablier décoffré et l'étalement évacué, plusieurs zones du chantier ont nécessité un remblaiement complémentaire afin que, tout au long du parcours (environ 130 m) de l'ouvrage sur les remorques hydrauliques, ces dernières ne connaissent pas un débattement supérieur à 40 cm (figure 21 et photo 22). Le tablier a été pris en charge (1 450 t avec ses équipements), puis déplacé et positionné par remorques hydrauliques (type kamags) sur des appuis provisoires sur l'A13 en une nuit de coupure totale de l'A13. Pour cette opération, dont le déplacement et la mise en place n'a demandé que 3 h 30, six lignes de remorques hydrauliques (soit 76 essieux) équipées de charpentes métalliques ont été nécessaires (figure 23, photo 24, figure 25 et photo 26). Puis l'opération a été renouvelée pour riper le tablier de sa position provisoire à sa position définitive contre le second tablier.

TABLIER DU PS 181-B

Le second tablier, côté Paris (PS 181-B), a été préfabriqué au droit de l'A132 (zone non circulée), dans l'axe de



sa position définitive, en direction de Deauville, pour réaliser un poussage en montée. Les dispositions ont été les suivantes :

- Terrassement et remblais (mouvement de 2 500 m³ environ, y compris purge sur 1 m d'épaisseur), afin de créer une zone de préfabrication suivant la parabole de l'ouvrage ;
- Réalisation de deux longrines de poussage de 60 m, soit un volume de plus de 100 m³ de béton armé, avec en tête de chaque longrine deux cornières d'angle scellées sur toute la longueur pour permettre une arase

précise du béton et la soudure d'une tôle de 6 mm d'épaisseur recouvrant ainsi l'arase totale de chaque longrine (pour un glissement tôle/contre-plaqué de coffrage du tablier) ;

- Montage de l'étalement de plain-pied (15 t de tours) (photo 27).

En parallèle du décoffrage du tablier, les moyens nécessaires au poussage ont été mis en œuvre :

- Un avant-bec de 10 t et de 10 m et ses deux massifs d'ancrage en béton armé liaisonnés au tablier par des barres de précontrainte ;
- Des dispositifs de guidage latéraux

27- Le tablier 181-B en cours de préfabrication.

28- L'avant-bec (entre C1 et P2), les guidages latéraux en place sur C1 et les camarteaux avec selles de glissement sur C1 et P2.

29- Les vérins de poussage sur châssis.

30- Poussage du tablier PS 181-B en cours.

27- The 181-B deck undergoing prefabrication.

28- The launching nose (between C1 and P2), the side guides in position on C1 and the bracing piers with sliding saddles on C1 and P2.

29- Pushing jacks on frame.

30- Pushing of the 181-B overpass deck in progress.



31



32

VSL France de Bouygues TP sur 56 m de longueur dont 50 m sous coupure de l'A13 en 13h sur deux nuits consécutives, soit une moyenne de 3,85 m/h (photo 30).

Le tablier a été dévêriné sur 0,80 m de hauteur avec des vérins de capacité 100 t et 260 t couplés en fonction de descentes de charges.

Ainsi, à raison de deux zones de vérinage par ligne d'appuis, le tablier était descendu avec dix zones de vérinage variant chacune de 100 à 400 t (photos 31 et 32). □

31 & 32- Dévêrinage du tablier du PS 181-B.

31 & 32- Jacking down the 181-B overpass deck.

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : SAPN (Société des autoroutes Paris-Normandie)

MAÎTRE D'ŒUVRE : Setec TPI

ARCHITECTES : Michel Penz et Serge Lacroix

ENTREPRISES : Groupement Valerian (mandataire, en charge des travaux de terrassement, d'assainissement et de signalisation), Bouygues travaux publics régions France (démolition et reconstruction des ouvrages d'art) et Le Foll (chaussées et assainissement)

SOUS-TRAITANTS : AIA (contrôle des études d'exécution), SAS (armatures), Dacquin (fondations profondes), Genier-Deforge (démolition de l'ouvrage existant), Sarens (déplacements par remorques hydrauliques type kamags), Lucas-Reha (bardage Trespa), Alpharoc (parois clouées), Rousseau (équipements de sécurité), Pont-équipement (corniches caniveaux)

ÉQUIPE CHANTIER BOUYGUES TP RÉGIONS FRANCE

DIRECTEUR TRAVAUX : Jacques Cheysson

DIRECTEUR DE CHANTIER DES LOTS OA

(section courante et échangeur de Pont-l'Évêque) : Julien Ingremau

RESPONSABLE DES OA DE L'ÉCHANGEUR DE PONT-L'ÉVÊQUE : Marie-Paule Kreider

RESPONSABLE DES OA DE LA SECTION COURANTE : Nicolas Roche

INGÉNIEUR QSE : Laura Lecable

ASSISTANTE DU CHANTIER : Cindy Lutic

GESTIONNAIRE DU CHANTIER : Vincent Barre

RESPONSABLE MAÎTRISE DES LOTS OA : Jean-Paul Dubot

RESPONSABLE MAÎTRISE DES OA DE L'ÉCHANGEUR DE PONT-L'ÉVÊQUE : Manuel Mota

CHEF DE CHANTIER LES PS DE LA SECTION COURANTE : Emmanuel Cottreau

CHEF DE CHANTIER LES PI DE LA SECTION COURANTE : Germain Perier

CHEF DE CHANTIER SUR L'ÉCHANGEUR DE PONT-L'ÉVÊQUE : Florent Pepin

CHEF DE CHANTIER : William Adam

DIRECTION TECHNIQUE BOUYGUES TP RÉGIONS FRANCE

RESPONSABLE MÉTHODES : Olivier Monfray

INGÉNIEURS MÉTHODES : Alexandre Dumain, Damien Leroyer, Andréa Formiga

RESPONSABLE ÉTUDES STRUCTURE : Pierre Simonin

INGÉNIEURS ÉTUDES STRUCTURE : Émilie Colibert, Benjamin Festuot, Johannès Rasselet

DESSINATEURS PROJETS : Stéphane Corge, Denis Jue

ABSTRACT

THE NEW A13-A132 INTERCHANGE AT PONT-L'EVÊQUE (NORMANDY REGION)

BYTPRF: JULIEN INGREMAU, MARIE-PAULE KREIDER, OLIVIER MONFRAY

The new Pont-l'Évêque interchange structure allows the A13 motorway (roadway passed over) to be widened from five to nine lanes, and the A132 (overpass roadway) to be widened from four to seven lanes. Formed of two reinforced concrete decks in cantilever resting on five rows of supports, it was built in two years based on complex scheduling and with various construction methods (shifting by hydraulic trailers, pushing, etc.), in order to maintain two-lane dual-carriageway traffic constantly on the A13. □

EL NUEVO ENLACE A13-A132 DE PONT-L'EVÊQUE (NORMANDÍA)

BYTPRF: JULIEN INGREMAU, MARIE-PAULE KREIDER, OLIVIER MONFRAY

La nueva estructura del enlace de Pont-l'Évêque permite que la autopista A13 (carriles cruzados) pase de cinco a nueve carriles, y que la A132 (carriles elevados) pase de cuatro a siete carriles. Formada por dos tableros de hormigón armado y en voladizo asentados en cinco filas de apoyos, se ha realizado en dos años siguiendo una compleja planificación y diferentes métodos de ejecución (desplazamientos por remolques hidráulicos, empuje, etc.), para mantener permanentemente la circulación de la A13 en 2 x 2 carriles. □

CONSTRUCTION DE LA PASSERELLE DU PAILLON À NICE

AUTEURS : CONSEIL GÉNÉRAL DES ALPES-MARITIMES (DIT) - ALAIN SPIELMANN, ARCHITECTE - ANTONY AUBRUN, INGÉNIEUR TRAVAUX ET RESPONSABLE DU CHANTIER, EIFFAGE TP - MARCO NOVARIN, RESPONSABLE PÔLE STRUCTURES STOA, EIFFAGE TP - ZIAD HAJAR, DIRECTEUR STOA, EIFFAGE TP - PIERRIC LEPERT, INGÉNIEUR TRAVAUX SERVICE PRÉCONTRAINTE, EIFFAGE TP - MARC PERRIER, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE - RICHARD DUCROS

LE CONSEIL GÉNÉRAL DES ALPES-MARITIMES A CONFIE AU GROUPEMENT EIFFAGE TP CÔTE D'AZUR-RICHARD DUCROS LA RÉALISATION DE LA PASSERELLE DU PAILLON À NICE, DESTINÉE AUX PIÉTONS ET CYCLES. MESURANT ENVIRON 80 M DE LONG, ELLE SE COMPOSE DE QUATRE BRANCHES VENANT SE RENCONTRER AU CENTRE DE L'OUVRAGE. LE TABLIER MIXTE ACIER-BÉTON REPOSE SUR QUATRE CULÉES ET SUR UN SEUL APPUI EN RIVIÈRE. UN PYLÔNE HAUT DE 28 M, D'OÙ PARTENT CINQ HAUBANS À CÂBLES CLOS PAR BRANCHE, SUPPORTE LA MAJEURE PARTIE DU POIDS DE LA STRUCTURE.

PRÉSENTATION GÉNÉRALE

Le projet consiste à construire une nouvelle passerelle pour piétons et cycles à Nice, sur le Paillon, en amont du palais des Expositions et en remplacement de l'ancienne passerelle du Génie, détruite lors des travaux du prolongement de la pénétrante du Paillon en 2007.

Cet ouvrage, d'une longueur de 80 m, se décompose en quatre éléments de tablier de 2,90 m de large chacun, formant un X en se rejoignant au droit de l'appui central.

L'ensemble du tablier est suspendu à un pylône par des haubans en câble clos (photo 2).

Le cadre dans lequel cette nouvelle construction vient s'inscrire est remarquable : on y découvre, dans les lointains, les collines et les premiers contreforts des pré-Alpes, le quartier de Cimiez, le monastère des Franciscains, l'arrière-pays niçois, l'observatoire et, plus à proximité, l'extrémité du Vieux Nice avec quelques maisons typiques, le dos du palais des Congrès et sa belle voûte, des bâtiments d'habitation modernes de huit ou neuf étages en bordure du cours d'eau.

Par ailleurs, le Paillon, pendant la majeure partie de l'année, n'occupe qu'une partie de son lit et laisse en verdure de larges surfaces sauvages enherbées visibles par les promeneurs et les riverains (photo 3).



LIMITER LES APPUIS EN RIVIÈRE

Pour proposer une passerelle à cet endroit et répondre aux exigences hydrauliques, il était nécessaire de concevoir le tablier le plus mince possible et d'offrir le plus grand débouché hydraulique en cas de crue en limitant les appuis en rivière. Plusieurs esquisses ont été proposées lors des études préliminaires : soit de type arc supérieur (bow-string) à une seule travée, soit à haubans à deux travées. Les solutions bow-string, bien que présentant un bel arc d'environ 75 m de portée, avaient une très forte présence dans l'espace. De ce fait, et en raison

des contraintes du site, il a semblé plus judicieux de choisir un ouvrage très fin avec une seule aiguille implantée au centre du paysage. Celle-ci s'élève discrètement au milieu du Paillon et soutient par quelques filins (4 x 5) les quatre bras de la passerelle. Le plan de l'ouvrage a été proposé en X de manière à offrir à l'usager des vues dégagées sur le paysage (les haubans étant à l'intérieur du X). Il autorise des mouvements multiples et ludiques pour les piétons et les vélos, créant ainsi une sorte de croisée des chemins au centre de la rivière et du panorama.

ÉLÉMENT DE REPÉRAGE ET D'APPEL

L'axe longitudinal de la passerelle, après divers examens d'implantation, a été positionné exactement dans l'axe des rues Montolivo et Fontan. Ainsi, le pylône est visible de ces deux rues et joue le rôle d'élément de repérage et d'appel pour les habitants et les visiteurs. Le tablier a été conçu pour arriver au niveau des trottoirs de chaque côté des berges et prolonger ainsi de plain-pied les promenades actuelles. Le pylône de 28 m a été dessiné pour venir se placer en dessous des terrasses des immeubles voisins. Cette flèche dépasse nettement les cinq haubans qui soutiennent la passerelle et se présente comme un discret signal dans le site. ▶

2- Vue en hauteur de la passerelle depuis le boulevard Jean-Baptiste-Vérany.

2- Bird's eye view of the foot bridge from Jean-Baptiste-Vérany boulevard.



3

La dissymétrie du tablier, bien perceptible par le positionnement des haubans placés vers l'intérieur de l'ouvrage, est utilisée par l'éclairage-balisage disposé à l'extérieur, entre le tablier et la corniche (photos 4, 5).

Le centre de la passerelle offre une large surface confortable autour du pylône, permettant de passer en diagonale ou de stationner au milieu du Paillon pour observer à la fois l'horizon et ce qui se passe sous ses pieds.

Les quatre bras de la passerelle ont une largeur utile de 2,50 m. Des garde-corps hauts de 1,20 m avec des lisses horizontales, inclinés vers l'extérieur, en métal laqué blanc, équipent les rives. Une main courante en inox est positionnée en tête. Les haubans sont en acier galvanisé ainsi que les éléments d'accastillage, ridoirs, culots d'ancrage.

UN DESSIN PROFILÉ ET FLUIDE

Les haubans viennent se fixer par double cardan dans une pièce de pont tubulaire dont l'extrémité est équipée d'un luminaire. La base du pylône est en béton à parement fin de forme tronconique avec un dessin profilé et fluide, complété par deux pilettes qui encadrent le pylône métallique et soutiennent les caissons. Les culées sont en béton à parement fin. Entre les bras sur chaque côté des boulevards, les garde-corps viennent se retourner et assurent une continuité passerelle-boulevard. Toutes les parties métalliques sont peintes en blanc cassé. Corniches et garde-corps sont laqués dans la même teinte.

La nuit, le pylône est éclairé verticalement par six projecteurs. Seules les deux rives extérieures sont équipées

3- Vue d'ensemble en travaux.

4- Vue du pylône avec les haubans portant le tablier de la passerelle.

5- Vue de nuit.

3- General view during works.

4- View of the pylon with the stay cables bearing the foot bridge deck.

5- Night view.

de Led Line² (catégorie balisage) masquées sous les corniches pour éviter l'éblouissement. La base de la pile est éclairée par des projecteurs. L'about des pièces de pont est signalé par une petite balise. L'éclairage est blanc froid (photo 6). La nuit, la passerelle assure un lien signalétique lumineux entre les deux boulevards et offre, sur le tablier, une lumière douce et dégradée balisant les parcours pour le confort des passants. Elle participe à la modernisation et à la valorisation du quartier en cours de rénovation.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

L'ouvrage est constitué d'un tablier mixte acier-béton, de quatre culées en béton armé situées à l'extrémité de chaque branche, d'un massif béton de forme elliptique surmonté de deux



4



5



6- Vue de nuit montrant l'éclairage du garde-corps en blanc froid et le pylône en blanc chaud.

7- Ensemble de la structure.

8- Le ferrailage des pilettes.

6- Night view showing the cold white guard rail lighting and the hot white pylon lighting.

7- The overall structure.

8- Reinforcing bars for the small piers.

pilettes à géométrie variable (elliptique à circulaire) et d'un pylône métallique où sont ancrés 20 haubans (cinq par branche). L'intrados du tablier s'inscrit dans un cylindre de 610 m de rayon avec un point haut au milieu de l'ouvrage. De façon à suivre la pente de la promenade existante en rive gauche du Paillon, l'ensemble est incliné transversalement de 0,97 %.

Chaque culée en rive gauche est fondée sur quatre micropieux \varnothing 250 mm de 30 m. Les fondations des culées en rive droite sont de simples semelles protégées des affouillements par des enrochements bétonnés.

L'appui central comporte quatre pieux forés tubés \varnothing 1 200 mm de 28 m de profondeur reliés par une semelle rectangulaire de 9,30 x 8,90 m et 1,20 m d'épaisseur. Le sous-sol est composé de galets, sables et graviers sur 2 m de profondeur, puis d'argiles molles sur 10 m, et enfin de terrain dur à partir de la cote - 13 m.

Le hourdis béton a une épaisseur constante de 0,22 m et une largeur variable de 2,90 m au droit des branches à 8,70 m au droit de l'appui central. La charpente métallique est composée d'un caisson de dimensions variables de 1,70 x 0,78 m à 1,70 x 0,40 m pour chaque branche et de dimensions variables de 6,30 x 0,78 m à 7,30 x 0,78 m pour le caisson central.

Des consoles de 1,20 m espacées longitudinalement de 3 m sont soudées latéralement au tablier.

Le pylône situé à l'intersection des deux plans verticaux de haubanage est de forme tronconique, avec un diamètre \triangleright

variable de 1 300 mm à la base à 400 mm au sommet. Il s'encastre dans le massif en béton de l'appui central (photo 7). Les haubans sont des câbles clos de 31 mm de diamètre. Ils sont accrochés en partie haute au pylône moyennant des plats d'espacement variable de 1,54 à 1,72 m, et en partie basse au tablier moyennant des consoles espacées de 6 m.

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté. Les culées sont équipées, côté intérieur, d'un dispositif anti-soulèvement par tiges de précontrainte.

Au droit des pilettes de l'appui central, le tablier est équipé de butées pour transmettre les efforts sismiques horizontaux aux fondations.

OPTIMISATION DE L'OFFRE

L'appel d'offres pour le marché de travaux a été lancé le 30 octobre 2008. Il a été déclaré infructueux par la commission d'appel d'offres du conseil général du 8 janvier 2009 car les propositions des entreprises étaient

supérieures au montant prévisionnel du maître d'ouvrage. Une procédure de marché négocié a été autorisée par la CAO du 30 mars 2009. Une importante réflexion sur le comportement structurel de l'ouvrage a été menée par le bureau d'études Eiffage TP pour définir les pistes possibles d'optimisation, tout en respectant le parti pris architectural.

De cette réflexion, il est rapidement ressorti que les deux principaux critères pour le dimensionnement de la passerelle sont le séisme pour les fondations de l'appui central et le pylône métallique, et les vibrations verticales au passage des piétons, liées au confort d'exploitation, pour le tablier.

Vis-à-vis du séisme, l'optimisation a été obtenue en faisant transiter les forces d'inertie horizontales du tablier vers les fondations de l'appui central via les pilettes et non via le pylône. Les pilettes sont en effet particulièrement adaptées, grâce à leur élanement relativement modeste, à jouer le rôle de dissipateurs d'énergie par plastification



9

9- Montage à blanc en usine.

10- Les branches du X en cours de montage.

9- Trial erection in factory.

10- The branches of the X frame during erection.

des aciers de béton armé à leur base. Au droit de chaque pilette, le tablier a été équipé d'une butée sismique de transmission des forces horizontales. Le comportement ductile de la structure a été traduit par la définition d'un coefficient de comportement $q = 1,75$, qui a permis de réduire d'autant les torseurs sous séisme en tête des pieux. Cette optimisation des efforts a permis de dimensionner les pieux et le pylône

10



pour les charges d'exploitation de la passerelle, et de rendre ainsi les efforts sous séisme moins défavorables et non dimensionnants. Les pilettes ont été fortement ferrillées, mais avec des incidences économiques faibles du fait de leur modeste volume (photo 8).

Vis-à-vis du comportement vibratoire de la passerelle, on a choisi de modifier l'épaisseur de la dalle en béton armé tout en conservant la hauteur totale du tablier de façon à situer les fréquences propres de la passerelle dans des plages de confort optimales. De ce fait, les épaisseurs des tôles du tablier et du pylône ont été dimensionnées pour les critères usuels de résistance et de flèche.

Les économies liées à ces diminutions et optimisations de quantités ayant été intégrées à l'offre, la CAO du 25 juin 2009 a retenu l'offre du groupement Eiffage TP-Richard Ducros, et le marché a été notifié le 19 juillet 2009.

La durée contractuelle des travaux est de 18 mois.

11- Ancrage des câbles clos sur le mât central.

12- Détails d'ancrage d'un câble sur la structure métallique.

13- Principe des câbles suspentes.

11- Anchoring of full-locked coil ropes on the central mast.

12- Details of cable anchoring on the steel structure.

13- Schematic of suspender cables.

MODÈLES DE CALCUL

La passerelle a été étudiée en flexion longitudinale à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle à barres à l'aide du logiciel ST1. Le phasage de construction de la passerelle et la mise en tension des haubans ont été reproduits fidèlement. Les fréquences propres et la réponse au séisme ont été calculées à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle à barres à l'aide du logiciel Robot.

Dans les deux modèles, les caractéristiques du tablier ont été introduites en utilisant la théorie des sections homogénéisées basée sur le rapport n des modules de Young de l'acier et du béton. La hauteur variable et la forme asymétrique des sections transversales du tablier conduisant, d'une section à l'autre, au déplacement des centres de gravité et à la variation de l'inclinaison des axes principaux d'inertie, ont quelque peu compliqué la saisie des données des sections, qui a néanmoins été automatisée à l'aide de feuilles de calcul.

CALCULS STATIQUES

La passerelle a été justifiée pour supporter la charge générale de foule du fascicule 61 titre II, et une charge locale sur les éléments transversaux de $4,5 \text{ kN/m}^2$. Dans la situation de remplacement d'un hauban, l'ouvrage a été justifié pour permettre la circulation piétonne sur les branches qui ne sont pas concernées par les travaux. Les calculs en section mixte ont été menés en conformité avec la circulaire n° 81-63 du 28 juillet 1981 et suivant les recommandations du Sétra en matière de fissuration des dalles des ponts mixtes.

COMPORTEMENT DYNAMIQUE

Le comportement vibratoire de la passerelle a été étudié sur la base du guide du Sétra Passerelle piétonnes. Évaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons.

Au sens de ce guide, la passerelle est de catégorie III (foule peu dense), avec une densité de $0,5 \text{ piéton/m}^2$ et une accélération maximale tolérée de $1,5 \text{ m/s}^2$.

Les fréquences de vibration des premiers modes verticaux à une onde par branche, qui peuvent interagir avec la circulation des piétons, sont comprises entre $1,3 \text{ Hz}$ pour le premier mode antisymétrique et $2,14$ à $2,48 \text{ Hz}$ pour les modes symétriques.

L'accélération verticale maximale, correspondant au premier mode symétrique, est de $0,853 \text{ m/s}^2$. Elle satisfait le critère du guide du Sétra susmentionné. Le premier mode transversal, lié à la déformabilité des appareils d'appui en élastomère fretté, a une fréquence de $1,29 \text{ Hz}$. Celle-ci est également satisfaisante vis-à-vis du confort des usagers.

Le calcul au séisme de la passerelle a été réalisé par application du Guide AFPS92 pour la protection parasismique des ponts. Selon ce dernier, l'ouvrage est de classe B et est situé en zone II, d'où une accélération nominale $a_N = 2,5 \text{ m/s}^2$.

Sous séisme longitudinal, l'appui central a été étudié avec le spectre de dimensionnement et le coefficient de comportement $q = 1,75$. Le spectre de dimensionnement élastique avec $q = 1$ a été retenu pour toutes les autres directions sismiques.

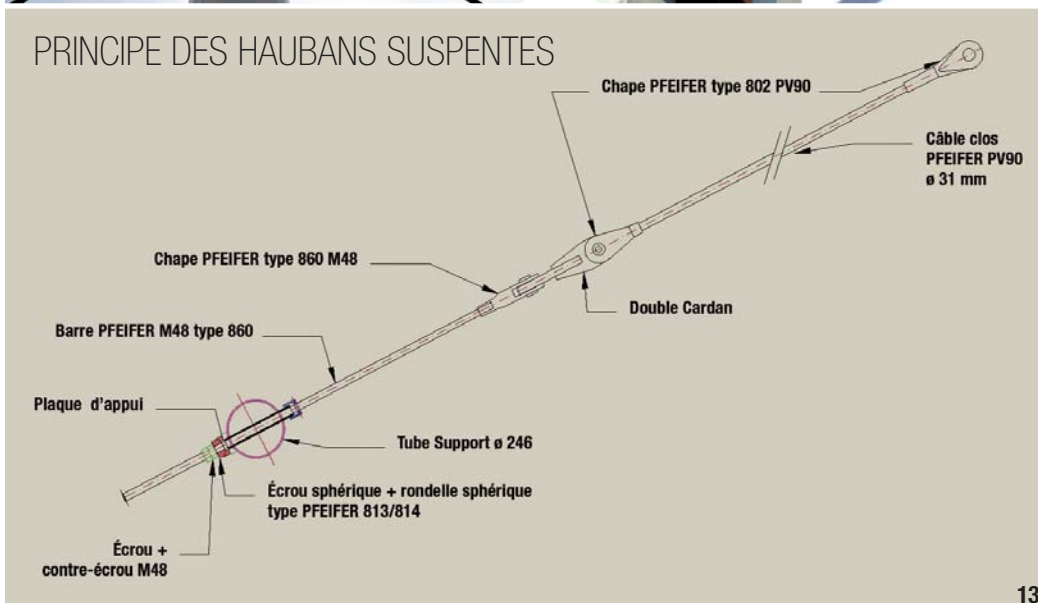
Les prescriptions réglementaires concernant le ferrillage minimal et les détails constructifs propres aux ouvrages construits en zone sismique ont été appliquées à toutes les parties de l'ouvrage.



11



12



13

CONSTRUCTION DE LA PARTIE MÉTALLIQUE

La fabrication de cet ouvrage a été réalisée par la société Richard Ducros dans ses ateliers d'Alès (Gard). La passerelle a été fabriquée en sept tronçons : d'une part les quatre bras et l'élément central constitué en deux parties, d'autre part le pylône servant d'accrochage aux 20 haubans. Ensuite, l'ensemble de la passerelle a été monté à blanc en atelier afin de vérifier la conformité de la réalisation avec les études avant expédition sur chantier (photo 9).

CONSTRUCTION DES CINQ APPUIS

L'installation de chantier a été réalisée en janvier 2010. Les fondations (micro-pieux Ø 250 mm et pieux Ø 1 200 mm) ont été réalisées en février et mars 2010. La réalisation du batardeau en palplanches, le confortement du talus en rive droite ainsi que les travaux de construction des cinq appuis se sont déroulés d'avril à juin 2010.

MONTAGE DU TABLIER

Chacun des sept tronçons de la passerelle a été acheminé depuis les ateliers de fabrication d'Alès jusqu'à Nice par transport exceptionnel.

Pour atteindre le lit du Paillon, les convois ont emprunté de nuit la voie Mathis, afin de perturber le moins possible la circulation routière. Les deux premiers éléments centraux du tablier

métallique sont partis de l'usine le 5 juillet 2010 et ont été montés sur site, sur des palées provisoires situées à l'intérieur du batardeau de l'appui central, le 7 juillet. Puis les quatre éléments constituant les branches en X de la passerelle ont été positionnés le 21 juillet (deux bras Nord) et le 25 août 2010 (deux bras Sud), avant d'être assemblés entre eux par soudure (photos 1 et 10). L'ensemble des opérations de soudure sur site a été terminé mi-septembre 2010.

Le 9 septembre 2010, le pylône a été mis en place au centre de l'ouvrage.

HAUBANAGE DU TABLIER

Les haubans sont de type câble clos, de diamètre 31 mm et d'une longueur variant de 10 à 34 m. Ils ont été fournis par la société Pfeifer, basée à Memmingen (Allemagne). Ils sont accrochés en partie haute au pylône moyennant des chapes – ancrage dit passif – et en partie basse au tablier moyennant des consoles espacées de 6 m et des barres de traction – ancrage actif (photos 11 & 12, figure 13).

Chaque hauban est composé d'une partie supérieure « câble » et d'une partie inférieure « barre », qui permet la mise en tension. La connexion entre ces deux parties est assurée par une double articulation de type cardan.

La fonction de cette pièce est d'absorber les vibrations du câble sans les transmettre à la structure.



14- Pose des prédalles.

15- Ferrailage avant bétonnage du tablier.

14- Placing precast slabs.

15- Reinforcement before deck concreting.

La première phase de travaux s'est déroulée en septembre 2010, permettant l'installation des 20 haubans ainsi que leur mise en tension initiale (à un effort d'environ 120 kN, soit 50 % de la valeur de la tension finale).

La mise en tension était réalisée à l'aide de vérins creux, en simultané sur deux haubans symétriques par rapport au mât, afin de limiter les contraintes sur l'encastrement du mât.

POSE DES PRÉDALLES ET BÉTONNAGE DU TABLIER

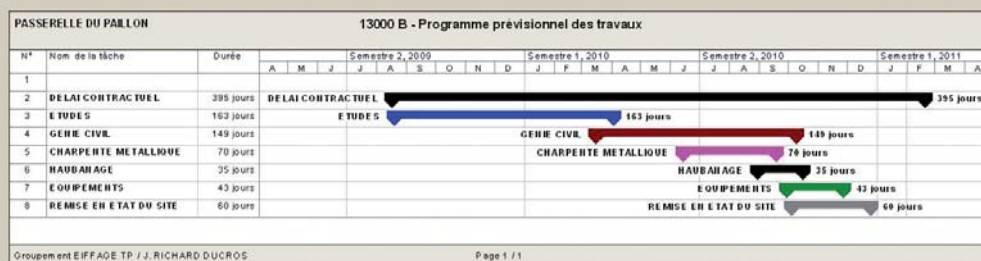
Après mise en tension des haubans, 56 prédalles en béton armé de 10 cm d'épaisseur ont été mises en place



PLANNING DES TRAVAUX

16- Planning des travaux.

16- Work schedule.



sur les consoles latérales du tablier et autour du pylône (photo 14). Ces pré-dalles ont été réalisées avec un relevé béton latéral évitant le coffrage de rive. Elles comportent un ferrailage défini suivant la position des connecteurs, et des réservations pour les montants des garde-corps ou des luminaires d'éclairage du pylône ; elles intègrent des rails Halfen calepinés suivant la position des corniches d'habillage et des luminaires de balisage.

Le coffrage de rive intérieur du tablier a été évité par la rehausse de la tôle de rive du caisson réalisée en usine.

Le ferrailage du hourdis a ensuite été principalement réalisé à l'aide de nappes de treillis soudé adaptées au calepinage des connecteurs (photo 15). Le bétonnage a été réalisé le 21 octobre 2010 par chargement des quatre branches puis du caisson central. À l'issue de cette phase, le poids apporté par cette surcharge s'est reporté sur les haubans, dont la tension a alors augmenté jusqu'à atteindre sa valeur finale.

MISE SUR APPUIS DÉFINITIFS ET PESAGE DES HAUBANS

Ces travaux consistaient à mettre la passerelle sur ses appuis définitifs par vérinage (dix appuis néoprène), à mettre en tension des barres anti-soulèvement à l'extrémité de chaque branche et à vérifier les tensions dans les haubans par pesage. Ils ont été réalisés fin octobre 2010.

ÉQUIPEMENTS ET ÉTANCHÉITÉ

La pose des garde-corps en réservation dans le tablier, la réalisation de l'étanchéité en résine circulaire, la pose des corniches d'habillage et la mise en place de l'éclairage ont été réalisés à partir de novembre 2010 et jusqu'au 18 décembre 2010, date de l'inauguration de l'ouvrage. □

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Conseil général des Alpes-Maritimes

MAÎTRE D'ŒUVRE : Coyne et Bellier (mandataire), Alain Spielmann (architecte)

GROUPEMENT D'ENTREPRISES : Eiffage TP Côte d'Azur (mandataire), Richard Ducros

BUREAU D'ÉTUDES : Eiffage TP STOA (service technique ouvrages d'art)

HAUBANS : Eiffage TP division précontrainte

PRINCIPAUX SOUS-TRAITANTS : Fondations, Heaven Climber et Sogefon ; armatures pour béton armé, PAM (Pose armatures Méditerranée) ; câbles clos, Pfeifer ; garde-corps et corniches, DR équipement ; éclairage, Ineo ; étanchéité, STS Côte d'Azur

PRINCIPALES QUANTITÉS

FONDATEMENTS

4 PIEUX : Ø 1 200 mm,

longueur 28 m

8 MICROPIEUX : Ø 250 mm,

longueur 30 m

APPUIS (4 CULÉES, 1 PILE)

BÉTON : 250 m³

ARMATURES À BÉTON : 30 t

TABLIER

CHARPENTE MÉTALLIQUE :

175 t

DALLE BÉTON : 110 m³

HAUBANAGE

PYLÔNE : 25 t

HAUBANS : 20 unités

de 10 à 34 m

ÉQUIPEMENTS

GARDE-CORPS : 320 ml

CORNICHES : 160 ml

ÉTANCHÉITÉ CIRCULÉE :

500 m²

ABSTRACT

CONSTRUCTION OF THE PAILLON FOOT BRIDGE IN NICE

CONSEIL GÉNÉRAL DES ALPES-MARITIMES (COUNTY COUNCIL) - A. SPIELMANN - A. AUBRUN, EIFFAGE TP - M. NOVARIN, EIFFAGE TP - Z. HAJAR, EIFFAGE TP - P. LEPERT, EIFFAGE TP - M. PERRIER - R. DUCROS

The Conseil général des Alpes-Maritimes (county council) awarded the Eiffage TP Côte d'Azur-Richard Ducros consortium a contract for construction of the Paillon foot bridge in Nice, designed for pedestrians and cycles. Measuring about 80 metres long, it is formed of four branches which meet in the centre of the structure. The composite steel-concrete deck rests on four abutments and a single support in the river. A pylon 28 m high, from which leave five full-locked coil rope stay cables for each branch, bears most of the structure's weight. □

CONSTRUCCIÓN DE LA PASARELA DEL RÍO PAILLON EN NIZA

CONSEJO GENERAL DE ALPES-MARÍTIMOS - A. SPIELMANN - A. AUBRUN, EIFFAGE TP - M. NOVARIN, EIFFAGE TP - Z. HAJAR, EIFFAGE TP - P. LEPERT, EIFFAGE TP - M. PERRIER - R. DUCROS

El Consejo general de Alpes-Marítimos ha confiado a la agrupación Eiffage TP Côte d'Azur-Richard Ducros la realización de la pasarela del río Paillon en Niza, destinada a peatones y bicicletas. Con una longitud de aproximadamente 80 m, consta de cuatro ramales que confluyen en el centro de la obra. El tablero mixto acero-hormigón se apoya en cuatro estribos y en un solo apoyo en el río. Un poste de 28 m de altura, de donde parten cinco tirantes de cables cerrados por ramal, soporta la mayor parte del peso de la estructura. □

LE PONT ÉRIC TABARLY À NANTES

AUTEURS : JEAN-BERNARD DATRY, ROBERT TIRAT, NICOLAS LABROUSSE, MATTHIEU GALLAND (SETEC TPI) - OLIVIER SIMON (ETPO) - EVY SIMOEN (VBSC) - MATTHIEU LEMOINE (FREYSSINET)

LES TRAVAUX DU PONT ÉRIC TABARLY S'ACHÈVERONT AU PRINTEMPS 2011. CE PONT HAUBANÉ D'UNE LONGUEUR TOTALE DE 210 m FRANCHIT LA LOIRE ET PERMET DE RELIER LES QUARTIERS NORD DE LA VILLE À L'ÎLE DE NANTES, EN AMONT DU PONT WILLY BRANDT. LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE, DUE À MARC BARANI ET SETEC TPI, A ÉTÉ DÉCRITE DE FAÇON DÉTAILLÉE DANS LE NUMÉRO 860 DE TRAVAUX : « LES ÉTUDES ET LA CONCEPTION DU PONT HAUBANÉ DE LA MADELEINE À NANTES » PAR J.B. DATRY - M. BARANI - S. EZRAN - G. AUBEELUCK - A. ZONCO.

Sans revenir aux bases de la conception, arrêtons-nous un instant sur ce qu'écrit le professeur Billington dans « The Tower and the Bridge » 1983, lorsqu'il expose les qualités requises pour un ouvrage d'art : **Efficiency – Economy – Elegance**. Il s'agit ici des idées maîtresses du « Structural Art », cette forme d'art née de la révolution industrielle : La beauté d'un ouvrage réside dans l'expression logique et simple du cheminement des forces. Tout en ignorant pas le côté un brin réducteur de cette proposition, alors que depuis deux décennies l'image a pris partout le pouvoir, il nous paraît opportun de revoir les concepts, et d'examiner si le pont Éric Tabarly répond à ces trois objectifs :

→ **Efficacité** de son schéma statique et l'organisation de son haubanage ;
→ **Économie** de moyen et optimisation de la matière dans la constitution de son tablier, de son pylône et de ses appuis ;
→ **Esthétique**, dans la juste mesure de ses proportions et la modestie de son dessin par rapport au site, à la fois naturel, fortement marqué par la présence de la Loire, et urbain, par l'importance du bâti existant ou à construire et les projets des berges en devenir.

RAPPEL DES PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

Long de 210,50 m, l'ouvrage comprend deux travées, l'une de 67,20 m en rive gauche, l'autre de 143,30 m. Il dégage ainsi largement la zone de circulation

fluviale du bras de la Madeleine, utilisé pour les loisirs, la pêche et comme bras de délestage du bras de Pirmil.

Un seul appui est implanté dans la Loire, constitué d'une pile unique résistant aux chocs de bateaux. En rive gauche, le tablier est encastré sur la culée C0, ancrée dans la berge. En rive droite, il vient simplement s'appuyer sur la culée C2 disposée en retrait de la promenade sur berge (figure 2).

Le pylône, haut de 57 m, est situé à l'aplomb de la pile P1.

Le tablier, de hauteur et de largeur constante présente une largeur totale de 27,40 m. Il porte une plate-forme

polyvalente pouvant accueillir, de chaque côté, piétons, cyclistes, une seule voie de circulation et un transport en site propre. Au moment de sa livraison ce système de transport sera constitué de bus.

Plus tard, il sera possible d'aménager le passage de tramways sur rails grâce à un rechargement permettant d'inscrire rails et multitubulaires nécessaires au bon fonctionnement des voies.

La largeur de chaque trottoir est de 3,00 m, celle de la chaussée 3,00 m également, et 1,50 m pour la piste cyclable. La voie de bus ou de tramway a une largeur de 3,40 m. Une bordure

de granit, plate et franchissable de 0,40 m permet la séparation physique des deux voies de circulation. Lorsqu'un tramway sur rail sera mis en place, la zone réservée aura ainsi une largeur de 3,80 m (figure 3 et photo 4).

Le tablier est réalisé en acier S355 et le pylône, soumis à une compression importante, en acier S460.

La travée de 143,30 m est portée par une nappe centrale de 9 haubans distants de 12,60 m, celle de 67,20 par 4 haubans, symétriques des quatre premiers haubans de la grande travée. Cinq haubans de retenue s'ancrent dans la culée C0 (photo 5), équilibrant ainsi la travée principale.

La section du tablier est constituée de deux caissons trapézoïdaux, hauts de 1,67 m et de 5,30 m de largeur à la base, et, de part et d'autres, de pièces de pont espacées tous les 4,20 m. Les deux caissons sont reliés par des entretoises en acier, situées dans le prolongement des diaphragmes et des pièces de pont, soit tous les 4,20 m (photo 6). Les haubans sont ancrés sur des persiennes, situées entre les deux caissons, et dont l'angle d'inclinaison varie en fonction de la géométrie du haubanage (photo 7).

Les tôles sont quasiment constantes sur toute la longueur du tablier.

Des renforts sont seuls nécessaires dans les âmes, au droit de l'ancrage des haubans, à l'extrémité de la travée de 143,30 m, lorsque cesse le haubanage, en fibre inférieur, au droit du pylône, et au voisinage de l'encastrement sur la culée C0.

TABLEAU A : PRINCIPALES ÉPAISSEURS DE TÔLE MISES EN ŒUVRE

Éléments constitutifs du tablier	Épaisseurs
Platelage	14 mm sous les chaussées et 12 mm sous les trottoirs
Ames	16 mm et 20 mm en rive et localement sous le pylône
Semelle inférieure	14 mm à 26 mm localement sur C0 et P1 et en extrémité de la travée. Des zones renforcées 50 mm et localement de 100 mm sont nécessaires au droit des appuis
Augets	8 mm
Diaphragmes	14 mm
Pièces de pont intermédiaires	Ames : 14 mm Semelles : 600 mm x 30 mm
Pièces de pont des encorbellements	Ames : 12 mm Semelles : var de 300 à 500 Épaisseur : 20 mm

Le tableau A rappelle les principales épaisseurs de tôle mises en œuvre.

Le pylône est un caisson creux d'acier. Il se dédouble à mi-hauteur puis se rassemble en un seul caisson au droit des ancrages des haubans. Dans cette zone deux voiles épais de 40 mm permettent la transmission des efforts apportés par les haubans. Entre ces voiles sont ancrées les persiennes d'ancrage des haubans. Les persiennes hautes et basses ont été réalisées par un tube coffrant, soudé au milieu d'un voile, ce dernier étant soudé soit sur les voiles transversaux du pylône, soit sur les âmes intérieures des caissons.

Cette disposition permet la seule transmission par effort tranchant des forces obliques apportées par le câble, la déformation perpendiculaire des âmes des caissons ou des voiles épais du pylône permettant la réduction des moments d'encastrement (photo 8).

En pied de pylône, le caisson est raidi par un entretoisement important permettant la transmission de la réaction verticale, la mise en place de vérins de maintenance, et le transfert des charges, notamment celles de torsion aux appuis latéraux.

En C0, l'encastrement du tablier sur la culée est assuré par une platine

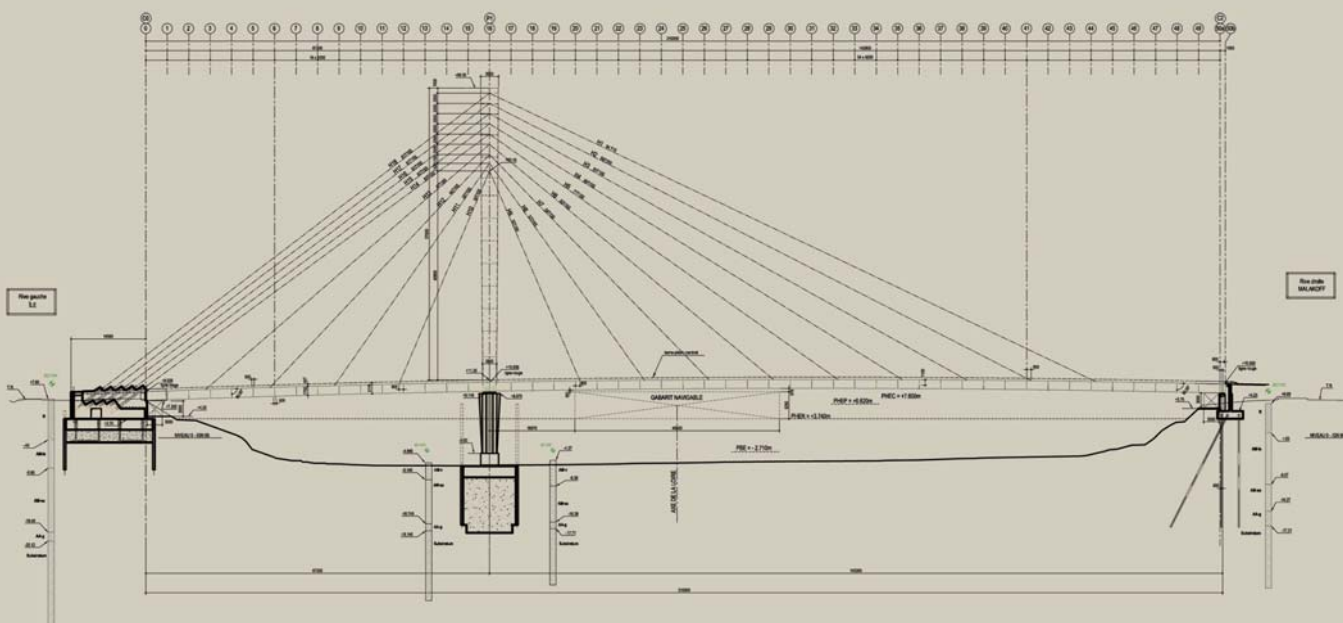
2- Élévation du tablier.
3- Coupes transversales du tablier.

2- Elevation view of the deck.
3- Cross sections of the deck.

épaisse, des raidisseurs verticaux et des boucles en HA 40 ancrées dans le chevêtre d'appui. Huit câbles de précontrainte 27 T 15 apportent un effort normal complémentaire de quelque 3 900 tonnes à l'effort normal de haubanage pour assurer la non décompression de la platine sous les différents cas de charge à l'état limite de service (photo 9).

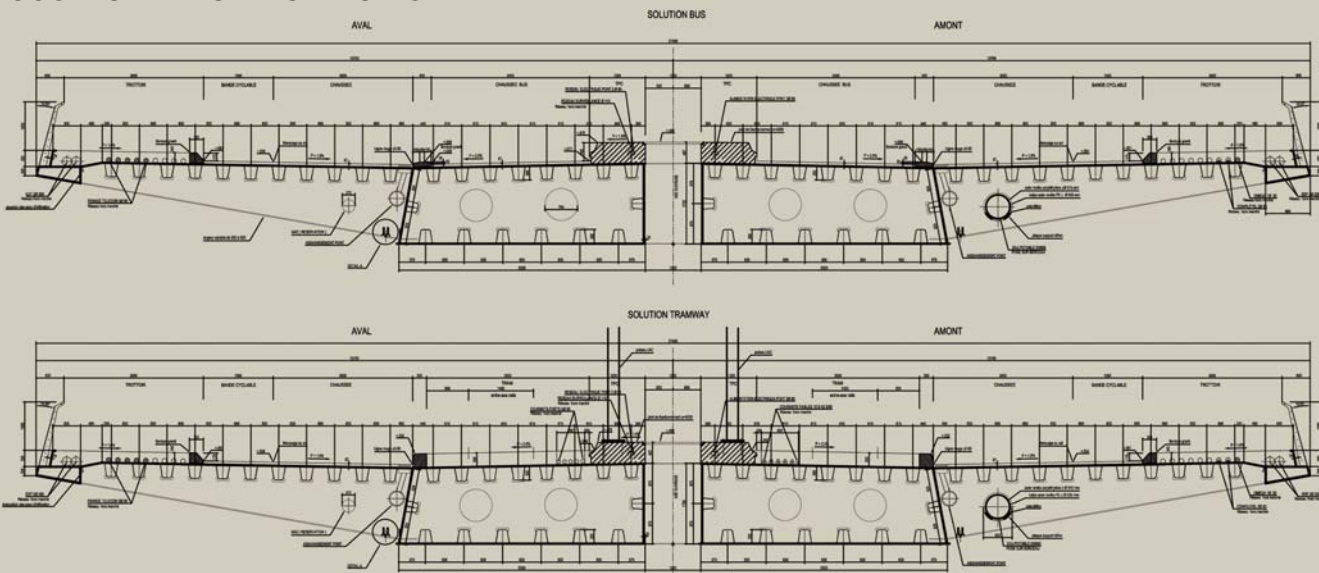
En C2, une entretoise de toute largeur, constituée d'un caisson rectangulaire, repose sur deux appuis. L'écartement maximum de ces derniers est choisi pour éviter le décollement d'appui sous l'effet des charges excentrées.

ÉLÉVATION DU TABLIER



2

COUPES TRANSVERSALES DU TABLIER



3



4



5



6



7

© ANNE-CLAUDE BARBIER POUR SETEC TPI

En effet, le haubanage limite la réaction verticale due aux charges permanentes en C0, et la torsion, bloquée en C0, P1 et C2, provoque sur cette culée C2 deux réactions égales et opposées. Pour assurer la sécurité à l'état limite ultime, des barres anti-soulèvement sont ancrées dans la semelle de cette culée.

Les haubans, de type multi-torons parallèles (MTP), sont constitués de torons T15.7 super, classe 1860 TBR, protégés individuellement. Dans la travée principale, le nombre de torons varie entre 98 torons et 31 torons selon l'angle du hauban avec le tablier.

Les ancrages passifs sont disposés en tête du pylône, et l'ancrage ajustable est disposé au niveau du tablier ou dans la culée contre poids, pour être facilement accessible. Cinq haubans de retenue (85 à 89 T15.7 super) sont ancrés dans la culée C0 (photo 10).

LES APPUIS DU PONT

La culée C0, sur l'île de Nantes

La culée située en rive gauche constitue le contre poids nécessaire à l'équilibre de l'ouvrage. C'est une boîte creuse qui reçoit dans sa partie centrale l'ancrage des cinq haubans de retenue.

4- Section transversale en cours d'assemblage.

5- Sortie des câbles de retenue.

6- Détail des pièces de pont.

7- Persiennes dans le tablier.

4- Cross section during assembly.

5- Exit of restraining cables.

6- Detail of transverse girders.

7- Louvred shutters in the deck.

Le tablier est encastré dans la culée, par l'intermédiaire d'une platine épaisse en acier munie de connecteurs et boucles d'ancrage. Une précontrainte par câbles 19T15S assure une compression permanente de cette platine. Une précontrainte transversale de la dalle supérieure de la culée permet la diffusion de l'effort horizontal apporté par l'ancrage vertical et horizontal des haubans et le conduit jusqu'aux caissons.

Afin d'économiser un volume très important de béton, cette culée massive est ancrée par 12 tirants précontraints 19T15S scellés au rocher, situé à 25 m de profondeur. Ce contre poids équilibre ainsi la charge permanente. Une file de tirants est inclinée de 30° sur la verticale pour reprendre intégralement la poussée des terres, et assurer ainsi un meilleur centrage des efforts sous charges permanentes et une compression quasi uniforme.

Les tirants sont mis en tension depuis la vaste chambre intérieure. Il est facile d'en contrôler la tension et, le cas échéant, de mettre en œuvre des tirants supplémentaires durant la vie de l'ouvrage. Pour ce faire, certains tirants sont équipés de cellules Glötz

ou similaires et des tubes de réservation en PVC, obturés de bouchons sont disposés pour permettre ultérieurement la mise en tension éventuelle de tirants. L'accès à ce local est situé au-dessus du niveau des PHEC (plus hautes eaux connues) afin d'éviter toutes sujétions de type portes étanches. Il est situé dans le vide central, au-delà du dernier hauban par l'intermédiaire d'une trappe étanche, à deux volets articulés.

Une cristallisation de la paroi intérieure du local assure l'étanchéité lors des crues de la Loire.

La culée est réalisée en béton armé. Compte tenu du faible taux de travail sous la semelle à l'état permanent, il est possible de la fonder superficiellement. Un renforcement des alluvions modernes par colonnes ballastées est cependant nécessaire pour maîtriser les valeurs des tassements différentiels sous charge de longue durée, la plus grande partie du tassement ayant lieu au moment de la construction.

Pour réaliser cette culée, un batardeau en palplanches et un bouchon de gros béton, assurent la sécurité de l'ouvrage jusqu'à la côte 4,34 m, qui correspond au niveau fréquent de la Loire à marée haute.

Cette phase transitoire permet de réaliser la semelle sans marge de sécurité excessive, tout en garantissant la tenue du fond de fouille. Dès réalisation de la semelle de béton armé, le poids cumulé du gros béton et de la semelle permet de garantir la tenue de la fouille jusqu'à la côte 6,62 NGF (PHEP).

Pour garantir la mobilisation du gros béton et de la semelle de béton armé sous les cas de soulèvement, une connexion est nécessaire à l'interface gros béton et semelle. Elle est réalisée par un châssis en profilé, muni de connecteurs avant coulage du gros béton. Ce châssis, protégé par une protection anti corrosion, est posé après réalisation d'un béton de propreté (figure 11).

La pile P1

La pile P1 reçoit la charge verticale du pylône. Des appuis latéraux, situés en rive des caissons, bloquent la torsion du tablier sous l'effet des charges d'exploitation dissymétriques.

Cette pile est constituée d'un fût, puis, sous la côte de basse mer de vives eaux, d'une rehausse et d'une semelle de fondation de 9,00 m x 14,00 m dont le niveau supérieur est situé sous le fond du lit de la Loire (-5.50 M NGF). La fondation est constituée d'un massif de béton immergé, posé sur le toit du substratum rocheux (figure 12).

La forte descente de charge verticale du tablier (près de 10 000 tonnes) permet de résister facilement aux effets de basculement et de glissement dus au choc de bateau.

Cette fondation est réalisée à l'intérieur d'un batardeau en palplanches métalliques arasé à la côte +6.62 NGF et descendu jusqu'au toit du rocher.

La hauteur de béton immergé fait qu'il n'y a pas de problème de sous-pression lors de la réalisation de la semelle et du fût. La difficulté réside toutefois dans la réalisation de l'excavation, le substratum étant recouvert d'un conglomerat de cailloux de forte résistance et s'opposant au battage des palplanches. L'arrêt des palplanches est donc situé au dessus du fond de fouille et une excavation complémentaire du fond est nécessaire. Une risberme est donc prévue en pied de palplanche.

La pile, la semelle et la rehausse sont réalisées en béton B35, prise mer.

Les appareils d'appui sont de type appuis à pot d'élastomère, ou pour l'appui central, appui sphérique métallique avec revêtement antifriction de type DUB.

Compte tenu de l'encastrement du tablier sur CO, ils sont glissants (appui



central monodirectionnel, appui de rive multi-directionnels) pour permettre la libre dilatation longitudinale du tablier.

La culée C2, en rive droite

La culée en rive droite est un simple voile, situé en arrière du chemin de berges encadrée par des murs latéraux. À l'avant, un mur cache-misère protège la galerie d'accès aux appareils d'appui, aux vérins de levage éventuels et aux barres anti-soulèvement. Ces dernières, utiles seulement dans les cas de torsion extrême, sont dimensionnées à la moitié de la charge de rupture. Elles peuvent donc être remplacées sans interruption de la circulation. Elles sont constituées de barres à haute limite d'élasticité et

les ancrages sont munis, de chaque côté, de deux coupelles cylindriques pour permettre l'inclinaison longitudinale des barres lors de la dilatation du tablier.

Le volume de la galerie est également disponible pour disposer les équipements électriques du pont et les armoires électriques. Compte tenu de la nature du sol de fondation, elle est prévue sur un système de pieux métalliques battus, ancrés sur le toit du substratum (17,40 m NGF).

La réaction maximale du tablier étant faible, la fondation est dimensionnée pour reprendre le renversement de la culée et des murs sous l'effet de la poussée des terres. Le joint de chaussée de 150 mm de souffle minimum et les appuis glissants permettront la dilatation du tablier vers son point fixe situé sur CO (figure 13).

LES SUPERSTRUCTURES

La plate-forme proposée est polyvalente. Elle permet la mise en place d'un transport en site propre, sur pneus ou sur rails. Les voies affectées au TCSP sont séparées de la voie routière par des bordures basses en granit et la chaussée du tramway est dénivelée pour recevoir le matériel de voie et les multitubulaires.

La solution proposée permet donc l'évolution de cette chaussée spécifique, prévue à moyen terme comme une voie de bus, encadrée de séparateurs, vers une plate-forme équipée de rails.

Dans toutes les solutions, la bande de gauche est constituée d'une bordure en béton, coulée en place et connectée au tablier, pour permettre la protection des haubans. La hauteur est égale à 40 cm et le profil latéral proposé est proche d'une bordure de type Autonor.

Sur le bord droit de chaque chaussée, le trottoir est revêtu de béton coulé en place, protégé en rive par une bordure de granit. Un séparateur d'une hauteur de 17 cm, également en granit assure le marquage entre la voie de bus et la chaussée.

En rive du tablier, un garde-corps d'une hauteur de 1,05 m, pourvu d'une main courante tubulaire confortable assure la sécurité des piétons. Le pas des montants est égal à 2,10 m. La lisse, les câbles, l'accastillage sont réalisés en acier inoxydable.

L'organisation des pentes transversales du tablier est telle que l'eau est recueillie sur le bord gauche de la chaussée, et que la canalisation de collecte des eaux pluviales passe le

8- Demi-pylône en construction.

9- Encastrement de la pièce d'about.

10- Sortie des haubans dans CO.

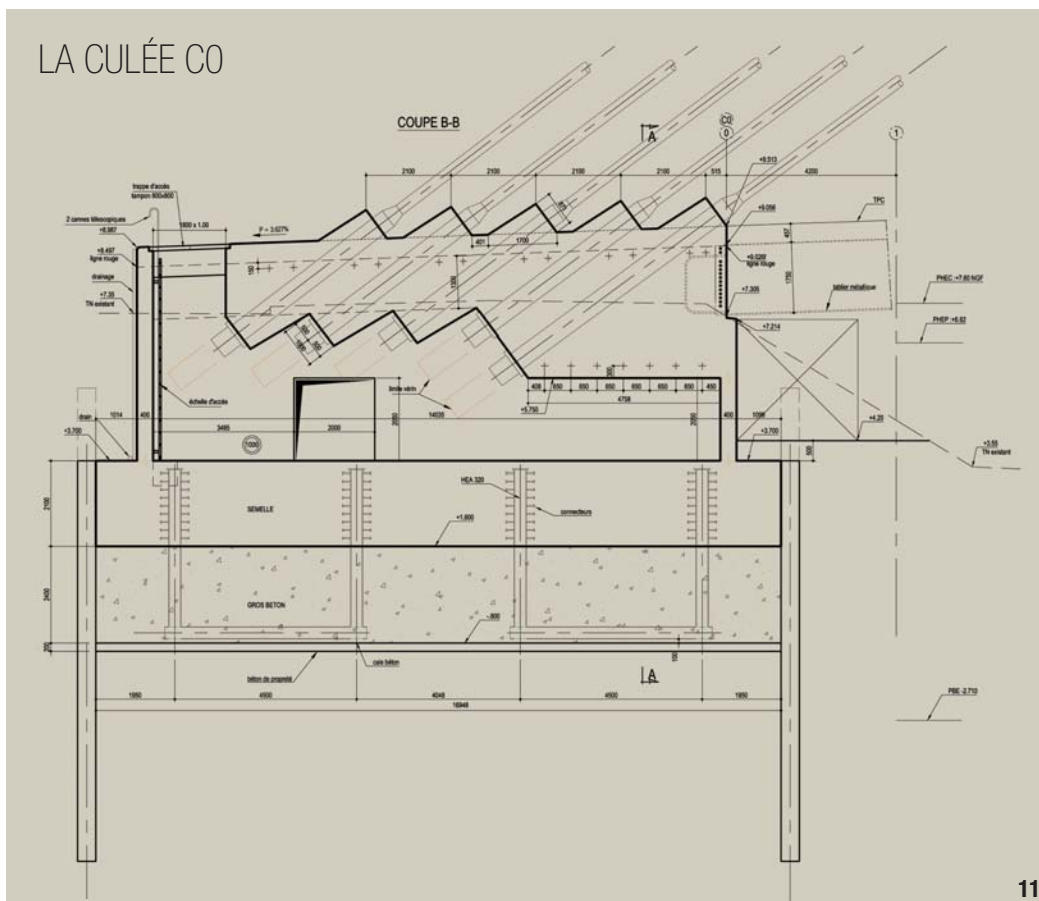
8- Half-pylon under construction.

9- Embedding the end piece.

10- Exit of stay cables in CO.

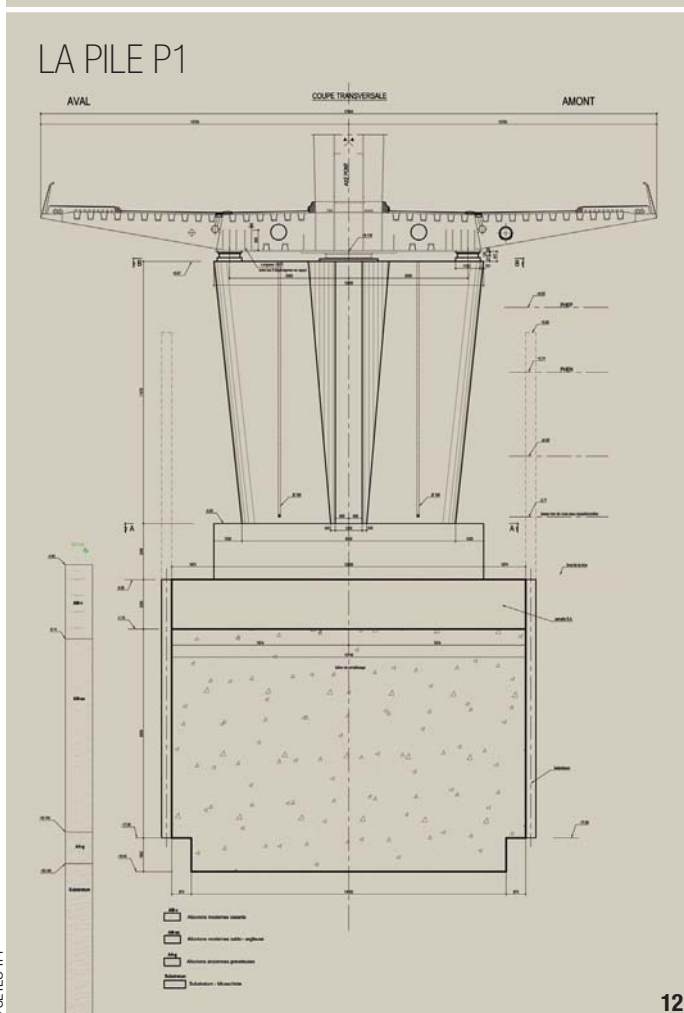
© ANNE-CLAUDE BARBIER POUR SETEC TPI

LA CULÉE C0



11

LA PILE P1



12

11- La culée C0.
12- La Pile P1.

11- Abutment C0.
12- Pier P1.

long du caisson dans des trous ménagés à cet effet dans les pièces de pont. Le tuyau de recette est situé sous les encorbellements ; il conduit les eaux jusqu'aux culées, puis aux regards extérieurs de raccordement avec le réseau.

L'étanchéité est continue sur toute la largeur de la chaussée et des trottoirs. La chaussée est choisie dans les systèmes compatibles avec les dalles orthotropes agréés par le Setra.

Une solution avec feuille d'étanchéité collée sur le tablier a été préférée car elle permet de résoudre simplement :

→ La continuité de l'étanchéité entre le tablier et la dalle de couverture de la culée C0 ;

→ La continuité de l'étanchéité sous les trottoirs en béton coulé en place.

Ce système a notamment été mis en

place sur le viaduc de Millau et sur le pont Renault à Boulogne Billancourt.

ÉCLAIRAGE DE L'OUVRAGE

La mise en valeur de l'ouvrage en vision nocturne a été conjointement étudiée par l'atelier Barani et la société Ingélux, société lyonnaise spécialiste des études d'éclairage. Cette étude a permis de retenir les éléments indispensables à la mise en valeur du tablier et des culées. Le caractère exceptionnel du pont haubané dans la ville doit être révélé par l'éclairage de mise en valeur nocturne. La vision de la ville depuis le pont doit également être soignée pour l'automobiliste d'une part mais aussi et surtout les piétons et les cyclistes.

Après plusieurs études comparatives et modélisations, Marc Barani et Ingélux ont retenu un éclairage central fixé sur les haubans avec des luminaires équipés de lampe de la gamme CosmoPolis 140 W. Les niveaux d'éclairagement et de luminance sont atteints sur les 4 voies de l'ouvrage dans la section courante. Dans la zone située au voisinage du pylône, la sensation de baisse du niveau d'éclairagement est néanmoins compensée par la présence des éclairages de mise en valeur du pylône. L'étude photométrique de cette solution donne un niveau d'éclairagement de 9 lux sur le trottoir et de 17 lux sur la piste cyclable.

Le fût du pylône est éclairé par des spots à faisceaux intensifs, encastrés au sol au niveau du terre-plein central. Des systèmes anti-éblouissement sont disposés dans les luminaires afin d'empêcher la vision directe des spots par les automobilistes et de réduire l'éclairage des haubans lorsqu'ils pénètrent dans le pylône.

ÉCLAIRAGE COMPLÉMENTAIRE À CHAQUE ENTRÉE DU PONT

La solution d'éclairage à partir des haubans ne permet pas de couvrir la totalité du tablier du pont ; chaque extrémité de l'ouvrage doit ainsi être éclairée par un dispositif complémentaire.

Côté Ile de Nantes, la distance entre le dernier appareil d'éclairage sur hauban et l'extrémité de l'ouvrage est de l'ordre de 26 m. Le boulevard côté Ile de Nantes fait par ailleurs l'objet d'un projet d'aménagement urbain avec notamment un éclairage par des candélabres régulièrement implantés le long du boulevard.

Côté berge de Malakoff, la mise en place de deux candélabres permet d'éclairer l'entrée de l'ouvrage.

Les candélabres sont disposés de part et d'autre de la culée C2 ; ils permettront de couvrir la distance de 48 m entre le dernier appareil d'éclairage sur hauban et l'entrée du pont.

PRINCIPALES ÉVOLUTIONS DU PROJET

L'entreprise Victor Buyck a suivi le dimensionnement prévu par le concepteur. Des modifications de détail ont été faites au niveau de l'entretoisement tablier/pylône afin de s'adapter aux méthodes de travail de l'atelier.

De même Victor Buyck Steel Construction a proposé une modification des persiennes basses en adoptant le même principe du tube soudé sur un voile épais, tel que prévu au niveau du pylône.

Enfin, quelques ajustements ont été faits au niveau de la section des haubans lors des études d'exécution.

Culée C0

Compte tenu du faible taux de travail, la culée était fondée sur des colonnes

ballastées ancrées dans les alluvions anciennes.

Cette solution, déjà éprouvée par Setec en bord de Loire à l'arsenal d'Indret, permettait d'avoir une fondation économique de cette culée massive. Lors de l'exécution, une campagne de pénétromètres statiques a été entreprise pour déterminer la profondeur d'exécution des colonnes ballastées. Cette campagne, dont l'objectif était de réduire légèrement la profondeur de ces colonnes, a permis également d'identifier une zone de terrain de faibles caractéristiques en rive de Loire, en aval de l'emprise de la culée. Les sondages pressiométriques réalisés par Fondasol n'avaient pu mettre en évidence cette anomalie. Après concertation entre les différents spécialistes sollicités par l'entreprise ETPO, deux experts et le maître d'œuvre, il a été décidé, pour éliminer tout risque d'accroissement des tassements, de procéder à une campagne confortative de jet grouting entre les colonnes ballastées.

13- La culée C2.

14- Évolution du tassement de la culée C0 de janvier à novembre 2010.

15- Évolution de la tension dans les tirants d'ancrage.

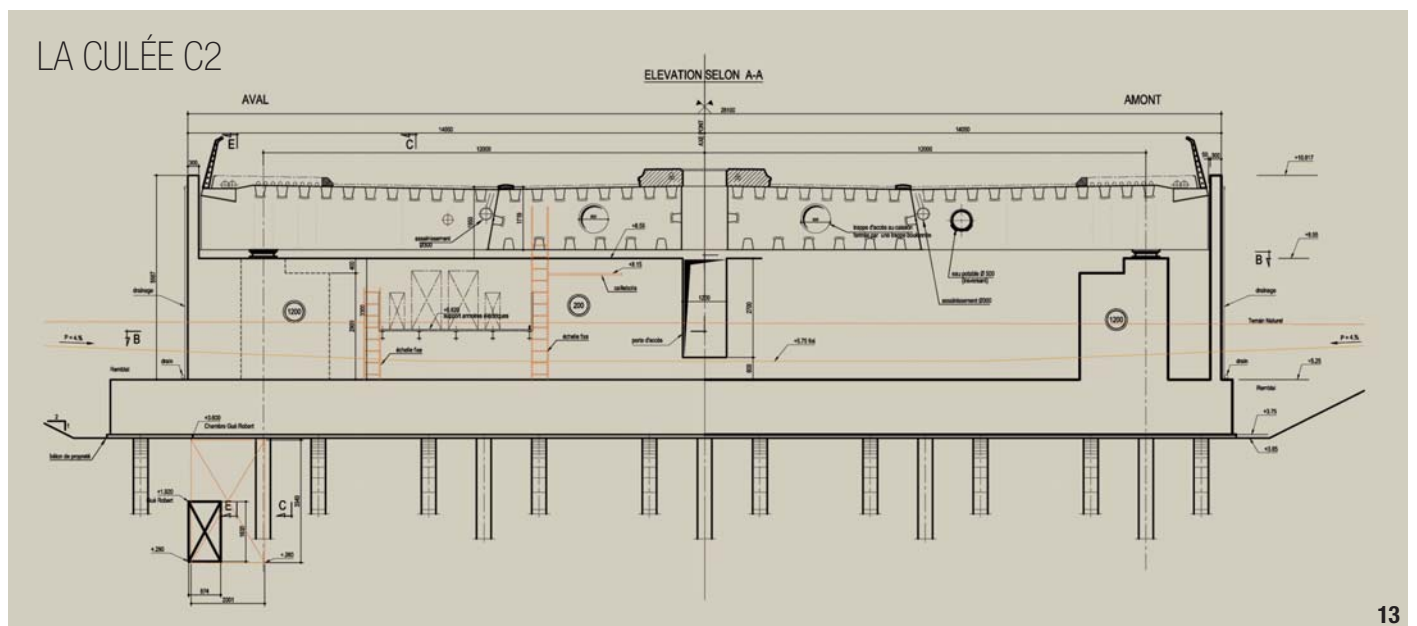
13- Abutment C2.

14- Evolution of abutment C0 subsidence from January to November 2010.

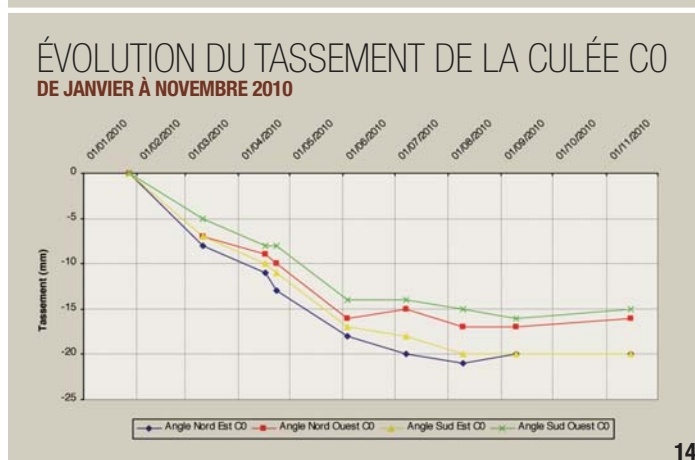
15- Evolution of tension in anchor tension members.

À l'issue de cette campagne, la culée a été instrumentée pour en suivre le tassement lors des différentes phases de construction des ouvrages de génie civil, puis de la mise en tension des haubans de retenue, afin de vérifier les tassements calculés. À ce jour on note une bonne corrélation entre les valeurs calculées et les valeurs obtenues, ainsi qu'entre les tassements et les valeurs de tensions des tirants d'ancrage.

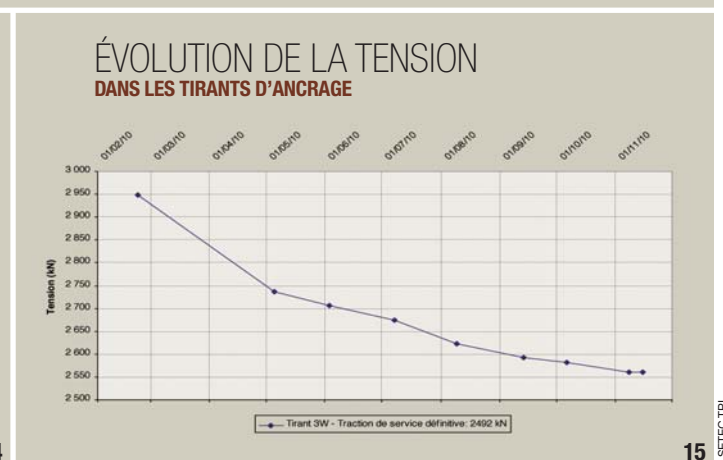
La figure 14 montre l'évolution des tassements de la culée C0 depuis la mise en œuvre de la semelle en octobre 2010 à ce jour, et la figure 15 l'évolution corrélative de la tension d'un des tirants d'ancrage dans le sol. On note, comme prévu, une stabilisation rapide de la consolidation au bout de 6 mois. La première phase de mise en tension des haubans a été réalisée en juillet et août 2010. Le contrôle des tirants a été effectué en janvier 2011, et les résultats sont satisfaisants. Un recalage à 0.6fpeg des tirants les plus sollicités sera effectué avant livraison.



13



14



15



16



18



17

MISE EN ŒUVRE DU TABLIER

Lors du deuxième appel d'offres, afin d'ouvrir plus largement le marché, deux solutions ont été proposées : la solution initiale, posée par voie fluviale, puis une solution poussée, par tronçons courts, depuis la rive gauche du bras de la Madeleine, ou toutefois la place manquait. La solution d'approvisionnement par la mer, puis le fleuve, fût en définitive retenue par Victor Buyck Steel Construction (photo 16). Toutefois, l'entreprise Victor Buyck a proposé de réduire le nombre de palée en Loire, et pour des raisons de planning, a modifié l'ordre de pose des tronçons.

Prévu à l'avancement d'une rive à l'autre, le tablier a été posé d'abord en rive droite, puis en rive gauche.

Le pylône, approvisionné sur le deuxième tronçon, a été redressé au moyen de tours de levage avant pose du tronçon central (photo 17). Une fois en position, il a été soudé sur le tablier, afin de le stabiliser en attendant la pose des haubans. Et enfin le tronçon central a été hissé au moyen de vérins avaleurs de câbles (photo 18).

MISE EN ŒUVRE DE LA CHAUSSÉE

La pose d'une chaussée sur un tablier métallique pose toujours le problème de l'échauffement de la dalle orthotrope au passage du convoi et du gradient thermique qui en résulte.

- 16- Transport sous les ponts de Nantes.
- 17- Hissage du pylône.
- 18- Hissage du tronçon central.
- 19- Premier réglage du tablier.

- 16- Transport under the bridges of Nantes.
- 17- Hoisting the pylon.
- 18- Hoisting the central section.
- 19- First adjustment of the deck.

La chaussée a donc été réalisée simultanément sur les deux voies, afin d'éliminer les gradients thermiques horizontaux et les efforts parasites sur les appuis, notamment à l'encastrement sur la culée C0. Les gradients thermiques verticaux ne posent pas de problème particulier compte tenu de la souplesse du tablier haubané.

RÉGLAGE DES HAUBANS

Le réglage des haubans est déterminé pour la plate-forme à la livraison du pont, c'est-à-dire dans l'hypothèse d'une voie de bus en site propre.

Une reprise de tension sera nécessaire si, demain, le tramway sur rails est mis en œuvre. Le tablier étant posé sur deux

palées intermédiaires, le réglage est fait « en déformation », afin d'atteindre le profil théorique. Les entreprises Victor Buyck et Freyssinet ont proposé de réaliser la mise en tension par étapes successives, en réalisant tout d'abord 60/100 de la tension finale avant pose des superstructures, puis le réglage final, après pose des trottoirs, des bordures de béton du terre-plein central, et de la chaussée. Cette méthode présente l'inconvénient d'effectuer 40/100 du réglage avec une inertie du tablier mal connue, notamment au niveau de la participation des superstructures de béton, contrairement à certain ouvrages récents entièrement réalisés en acier. Il eut été plus judicieux de conserver la méthode proposée par le maître d'œuvre, à savoir le réglage total sur le tablier en acier seul, puis un ajustement au moyen de cales si, après pose des superstructures, le profil en long s'écartait légèrement du profil théorique.

La figure 19 montre le profil théorique du tablier après réglage, l'objectif étant d'atteindre le profil théorique de l'ouvrage sous cas de bus. L'écart constaté à la date de publication de cet article rendra sans doute nécessaire un complément de réglage pour tenir compte de la participation des superstructures dans la rigidité du tablier. Un réglage complémentaire sera à faire si, demain, le tramway sur rails est réalisé pour tenir compte du supplément de poids des superstructures.

ÉPREUVES DE L'OUVRAGE

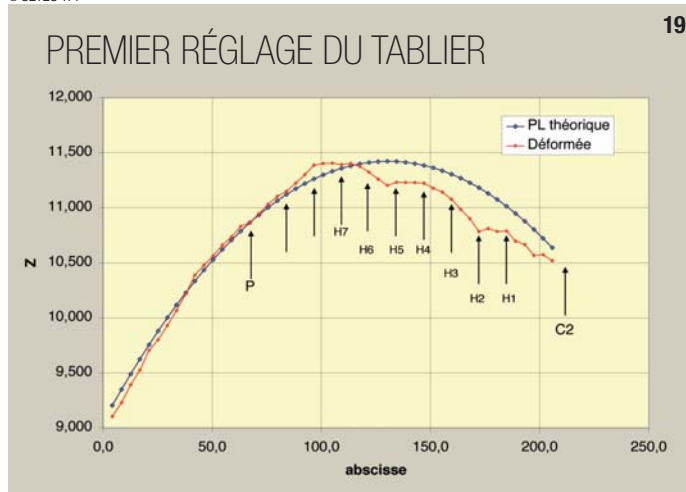
Les épreuves se sont déroulées fin janvier 2010. À l'heure de cette publication, l'analyse détaillée des résultats n'a pu être faite. Les flèches mesurées et théoriques sont cohérentes pour l'ensemble des cas de charges.

Cependant l'analyse des mesures réalisée en flexion montre un comportement d'ensemble légèrement plus rigide que les calculs d'exécution et de contrôle, qui négligent la participation des bordures en béton du terre-plein central. La précision obtenue est bonne et inférieure à 5 %. Le comportement en torsion est, quant à lui, conforme aux prévisions, le tablier étant toutefois un peu plus raide en torsion que dans le modèle de calcul.

Les tensions des haubans mesurées sont toujours inférieures aux tensions théoriques de -10 à -20 % pour une précision de la mesure donnée par Freyssinet de l'ordre de 5 %.

La encore, la participation des superstructures de béton est sans doute à l'origine de ces écarts.

© SETEC TPI



19

PONT ÉRIC TABARLY

LES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL

ETPO ÉTAIT MANDATAIRE DU GROUPEMENT EN CHARGE DES LOTS 1 (GÉNIE CIVIL) ET 3 (ÉLECTRICITÉ/ÉCLAIRAGE). EN COMPLÉMENT ETPO ÉTAIT EN CHARGE DE LA RÉALISATION DES APPUIS PROVISOIRES DU TABLIER EN LOIRE POUR LE COMPTE DE VBSC.

Les études d'exécution étaient organisées de la façon suivante :

- BET ETPO : Rôle de coordination des études d'exécution, interlocuteur du maître d'œuvre pour les études, études des ouvrages provisoires et des méthodes de réalisation du génie civil ;
- COGECI : Études béton armé et précontraint des parties de génie civil ainsi que des équipements métalliques à l'intérieur des culées ;
- FONDASOL : Études géotechniques ;
- FORCLUM : Études du lot électrique et éclairage ;
- Les bureaux d'études des différents sous-traitants (DLE Ouest, SPIE Bati-gnolles Technologie, SPIE Fondations, HC, GTS, DOKA, CTLM, Freyssinet, RCA, Eurovia).

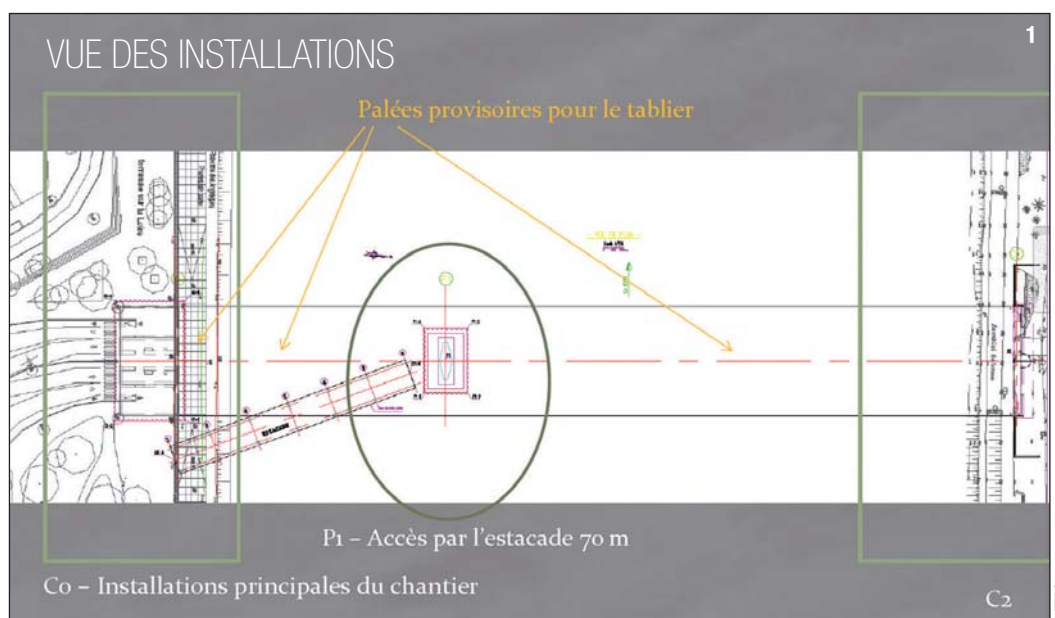
LES INSTALLATIONS DE CHANTIER

L'installation principale du chantier se situe côté C0, une installation secondaire sera installée côté C2 (figure 1).

L'Estacade

Une estacade provisoire était nécessaire pour la réalisation de la pile P1 (photo 2). Cette estacade, constituée de 6 travées de 10,46 m, a été construite à l'avancement avec une grue Manitowoc de 110 t à partir de la Berge côté C0. Les pieux métalliques porteurs de 25 m de longueur environ ont été foncés au vibro ICE 28RF puis battus au refus au mouton D25/32 (force portante de 1 500 kN/pieu). Un guide de battage spécifique a été réalisé pour tenir une cadence de 2 travées par semaine. Pour les deux premières travées il a fallu environ cinq semaines compte tenu des terrassements, dragages et blindage à l'about. Le platelage de circulation est constitué de dalles béton armé préfabriquées qui assure une circulation de la grue sur 5,7 m et des piétons sur deux trottoirs de 90 cm.

Les palées sont contreventées trans-



versalement pour assurer la reprise des efforts transversaux de la grue, les efforts du courant. Une palée contreventée longitudinalement assure la reprise des actions de freinage des camions sur l'estacade.

Le batardeau de la pile P1

La réalisation de la pile unique de l'ouvrage fondée superficiellement au substratum par l'intermédiaire d'un béton immergé nécessitait la réalisation

**1- Vue des installations.
2- Démarrage de l'estacade.**

**1- View of the installations.
2- Starting work on the breakwater.**

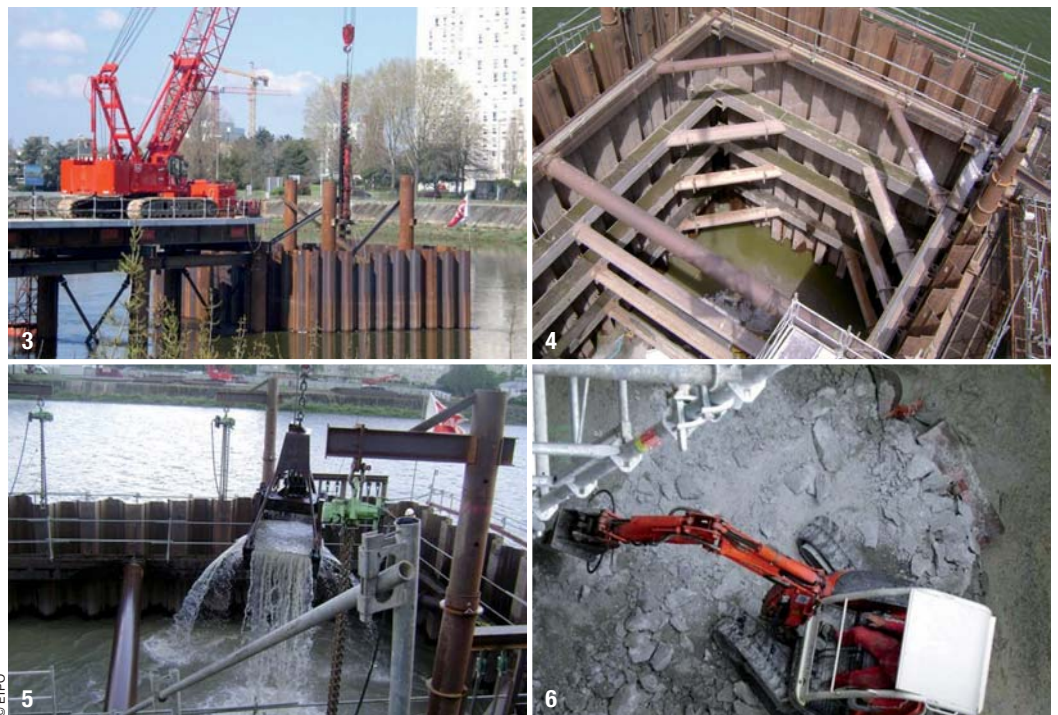
d'un batardeau en palplanches de 22 m de hauteur avec une section en plan de 16 m par 11 m.

Les palplanches retenues étaient des PU 22. Six niveaux de butonnages permettaient de reprendre les poussées hydrostatiques et le courant. Le courant de service a été pris à 2 m/s et une vérification accidentelle a été faite pour un courant de 3 m/s. Le marange moyen se situe entre +3,5 NGF et -2,5 NGF. La tête du batardeau devait assurer une retenue contractuelle à +5,5 NGF. Afin d'assurer une étanchéité en fond de batardeau, les palplanches ont été battues, depuis l'estacade, avec un mouton diesel D19/32 porté par la grue Manitowoc. La durée globale de mise en œuvre du batardeau a été d'environ 4 semaines (photos 3 et 4). Lors du battage, le toit du substratum s'est révélé légèrement plus bas que prévu sur une partie du linéaire de palplanches avec une anomalie notable dans l'angle Nord-Ouest du batardeau où le toit rocheux est localement abaissé d'environ deux mètres.



- 3- Batardeau en cours de battage.
- 4- Vue intérieure du batardeau sur P1.
- 5- Terrassement à la benne preneuse.
- 6- Repiquage de la surface du gros béton.
- 7- Schéma de la culée C0.

- 3- Cofferdam during pile driving.
- 4- Interior view of the cofferdam on P1.
- 5- Earthmoving by clamshell grab.
- 6- Jackhammering of the mass concrete surface.
- 7- Schematic of abutment C0.



LE BÉTON IMMERGÉ

Afin d'assurer la fondation de la pile sur le substratum rocheux, un volume de plus de 1 600 m³ de béton immergé a été coulé pendant 20 heures consécutives. La hauteur de bétonnage était d'environ 24 mètres avec un pompage sur une centaine de mètres le long de l'estacade. Le béton retenu était un C30/37 CEM II 42.5 autoplaçant S5. Les terrassements à l'intérieur du batardeau ont été effectués à l'aide d'une benne preneuse (photo 5). Une auscultation par plongeurs a permis de garantir l'assise de la pile sur un fond rocheux sain. Le béton immergé de surface a été repiqué au BRH (photo 6).

CONSTRUCTION DE LA PILE P1

La pile, constituée d'une semelle de 2,2 m de hauteur surmontée d'un raidisseur de 2,5 m de hauteur puis d'un fût d'un peu plus de 11,5 m a été coulée en quatre phases : la semelle, le raidisseur et le fût en deux phases à l'intérieur d'un coffrage Doka toute hauteur. Après la mise en place du coffrage la pile a été ferrillée sur une première hauteur de 6 m, puis sur le restant de la pile après bétonnage de la première phase du fût. Les coulages du fût ont été réalisés par pompage avec un béton C35/45 CEM III 52.5 -S4. Les quantités totales pour cette pile sont : 750 m³ de béton armé et 90 t d'acier HA 500.

À noter que lors de des calculs d'exécution, un béton de résistance caractéristique 60 MPa et un mortier en injection gravitaire de résistance 87 MPa se sont révélés nécessaires pour les bossages sous les appareils d'appuis en acier de l'ouvrage qui entraînaient des charges localisées extrêmement importantes en tête de pile.

RÉALISATION DE LA CULÉE C0

La culée C0 a été un ouvrage de génie civil difficile à réaliser, tant du fait d'un fonctionnement non courant pour une culée (à la fois organe de fondation et système de retenu au soulèvement) que des anomalies géotechniques rencon-

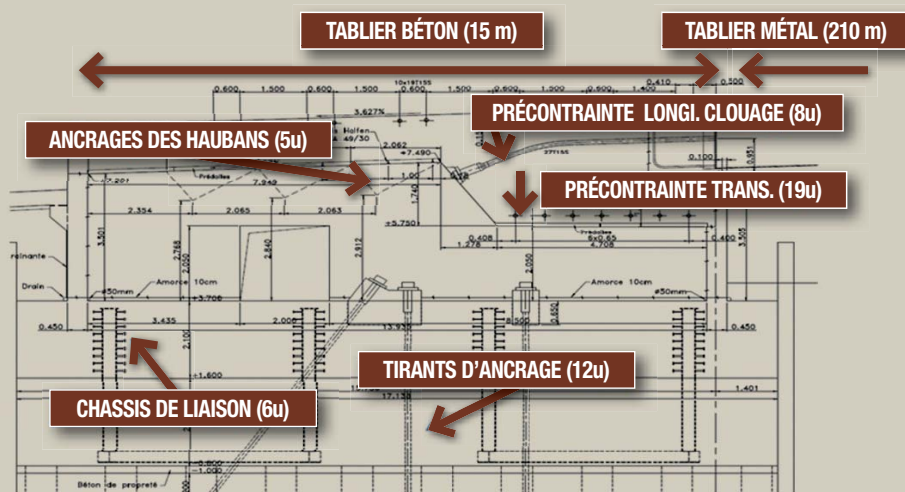
trées, et par le fait que tous les intervenants ou presque du chantier se sont retrouvés sur cette zone géographique restreinte (figure 7).

La structure du tablier de l'ouvrage est une dalle orthotrope de 210 m de longueur suivie d'une dalle béton armée de 15 m de longueur qui est aussi le « toit » de la culée. La culée C0 est fondée superficiellement sur un sol renforcé sur un peu moins de 10 m de profondeur. L'ensemble est posé sur les alluvions anciennes. Par ailleurs, pour assurer la fonction anti-soulèvement, le gros béton est suspendu à la semelle béton armé grâce à six chassiss métalliques fabriqués par VBSC, et mis en place par le chantier sur un béton de propreté. De plus, la semelle est retenue au substratum par 12 tirants d'ancrage actifs 19T15S de 30 à 40 mètres de longueur réalisés par Spie Fondations. La dalle de couverture, dans laquelle sont ancrés 5 haubans, est précontrainte transversalement par 24 câbles 19T15 (système Spie Batirolles Technologie) pour assurer la diffusion des efforts des haubans qui arrivent par le centre, et longitudinalement par 8 câbles 27T15 (système Freyssinet) pour assurer la jonction du tablier avec la culée.

Le batardeau de C0

Du fait de la proximité de la Loire, la réalisation du massif de gros béton puis de la semelle nécessitait un batardeau d'emprise 30 m par 18 m et des palplanches de 12,5 m de longueur entre les niveaux +5.5 NGF et -8 NGF.

SCHÉMA DE LA CULÉE C0



7



8



9



10



11



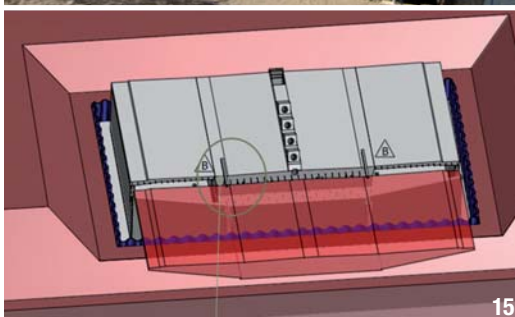
12



13



14



15

8- Terrassement sous le butonnage par Guintoli.

9- Colonnes ballastées en cours de réalisation par GTS.

10- Jet grouting par HC.

11- Les maillages de renforcement de sol.

12- Le gros béton et les charpentes métalliques de suspension.

13- Ancrage des haubans – ensemble de la culée.

14- Coulage de nuit de la partie centrale de la traverse.

15- Vue 3D du clavage.

8- Earthworks under staying by Guintoli.

9- Ballasted columns being executed by GTS.

10- Jet grouting by HC.

11- Soil reinforcement meshing.

12- Mass concrete and steel suspension structures.

13- Stay cable anchoring – the abutment as a whole.

14- Pouring the central part of the cross member at night.

15- 3D view of keying.

Il s'agit de palplanches PU 12 avec un niveau de butonnage supérieur. Certaines palplanches étaient arrêtées à -7.5 NGF pour laisser passer les tirants inclinés vers l'arrière (photo 8).

LE RENFORCEMENT DE SOL

Un premier maillage de 19 rangées et 12 colonnes de colonnes ballastées de diamètre 700 sur une hauteur de 8 m a été réalisé par GTS avant la mise en œuvre du batardeau (photo 9). Lors de la réalisation de ces colonnes ballastées, les terrains rencontrés se sont révélés ne pas correspondre aux hypothèses retenues pour les calculs, tant du point de vue des contraintes que des limites de déformations imposées pour garantir la pérennité de l'ouvrage. Des sondages complémentaires ont

confirmé cet état de fait. Une réflexion importante a été menée entre le maître d'ouvrage, son assistant, le maître d'œuvre, les bureaux d'études structures, de sols et l'entreprise afin de trouver le système de fondations le plus adapté compte tenu de ce qui était déjà réalisé et de l'état du sol. Des solutions alternatives structurelles, type fondations profondes, ont mêmes été étudiées.

Après le temps de la réflexion, un confortement par jet grouting sur la même hauteur de renforcement sera conduit par l'entreprise HC sur un mois et demi, après mise en œuvre du batardeau. Il sera constitué de 18 rangées de 8 colonnes de diamètre 800 situées entre inter maillage des colonnes ballastées (photo 10 et figure 11).

LE GROS BÉTON ET LES STRUCTURES INFÉRIEURES

Le gros béton C30/37 autoplaçant S5 a été coulé en continu de nuit pendant douze heures, soit un volume de 1 350 m³ pour une hauteur de 2,7 m (photo 12).

La semelle en béton armé a été coulée contre les palplanches en C35/45 S4 pour un volume de 1 110 m³ sur une hauteur de 2,10 m.

Les 12 tirants d'ancrage ont été réalisés sur la semelle béton armé par Spie Fondations pendant 2 mois.

La circulation de la foreuse sur cette semelle a conduit à manchonner une grande partie des attentes des voiles béton armé de 50 cm à 1 m d'épaisseur. Des banches Péri Trio Sateco -TP ont

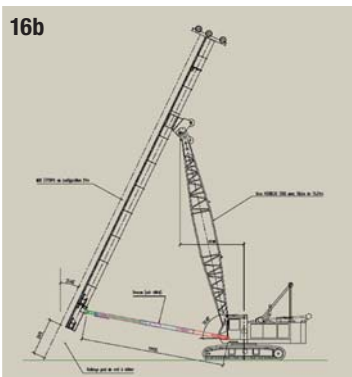
été utilisées pour ces voiles et des tours Mills pour l'étalement de la dalle supérieure (épaisseur variable de 30 cm à 3,30 m).

Au total le béton armé représente un volume de 1 716 m³ avec une quantité d'acier de 185 t.

L'ANCRAGE DES HAUBANS DANS CO

Les cinq derniers haubans sont ancrés dans la dalle supérieure, la réservation de passage de ces haubans dans la dalle devait être tout particulièrement soignée en position dans l'espace.

Pour cela, les 5 tubes métalliques de diamètre 500 mm ont été mis en place dans le coffrage avec un outil métallique support posé sur les palplanches (photos 13 et 14).



LE CLAVAGE AU TABLIER SUR C0

En phase définitive, le tablier métallique et la culée C0 ne font qu'un. Le clavage ne doit donc pas se fissurer sous les effets de la température et du gradient thermique à court terme. Pour cela, pendant le coulage de ce clavage, le tablier était posé sur des tubes métalliques inférieurs (2) munis de boîte à sable et retenus à la culée par des traverses métalliques supérieures. Tout ceci, conforté par une mise en précontrainte longitudinale immédiate a conduit à un clavage sans aucune fissuration (figure 15).

LA CULÉE C2

Cette culée est fondée au rocher par pieux H battus au rocher. Son éloignement de la berge et le niveau haut du dessous de semelle, compte tenu du mode de fondation, permettaient de ne pas avoir besoin de batardeau. Par contre, la proximité de la route existante imposait un blindage auto-

16- Battage incliné.

17- La culée C2 avec le tronçon de tablier.

18- Le Ponton Naoned en place surmonté de la grue.

19- Mise en œuvre des PRS.

20- Équipements de tablier.

16- Inclined pile driving.

17- Abutment C2 with the deck section.

18- The Naoned Pontoon in position supporting the crane.

19- Execution of welded plate girders.

20- Deck equipments.

stable, constitué d'AU 20 sur 35 m de longueur et 9,3 m de hauteur. Ce blindage avait aussi pour fonction de retenir une conduite d'eau potable de diamètre 800 mm, importante pour l'alimentation de ce quartier, ce qui imposait une limite des déformations du rideau.

LES PIEUX H

Les pieux H ont été battus au refus avec une grue Kobelco de 65 t équipée d'un mouton diesel D12 pour une durée totale de 6 semaines. Le battage au refus ayant, comme toujours pour ce type de technique, l'avantage de valider la force portante de chaque pieu en situation.

La particularité ici était le battage de pieux inclinés à 25 °C sur une hauteur de 27 m. Compte tenu de la hauteur des pieux une enture devait être faite en place. Un outil a été élaboré spécifiquement afin de tenir le poids de la seconde partie du pieu sur la première partie déjà battue sans monopoliser la grue pendant le soudage par Mecasoud (photo 16).

LES ÉLÉVATIONS

Le chevêtre sur les pieux de 5 m de largeur, 1,5 m de hauteur et 30 m de longueur a été coulé en une fois. Il est surmonté d'un voile garde-grève d'environ 5 m de hauteur équipé d'une dalle de transition profonde (1,8 m) de 5 m de longueur. La culée est entourée de grands murs de soutènement pour lesquels un soin tout particulier a été apporté aux parements, des plans de calepinage des contreplaqués des

banches ont été réalisés pour validation par l'architecte avant mise en œuvre (photo 17).

PALÉES EN LOIRE

Avant la mise en place des haubans, le tablier était posé sur des palées provisoires : deux en Loire et une à terre devant la culée C0. Sur C2 il était posé à l'emplacement des appareils d'appuis définitifs.

Les palées en Loire ont été mises en place à l'aide des moyens nautiques de l'entreprise : le ponton Naoned (35 x 16 m) surmonté de la grue Kobelco CKE 1800 (photo 18).

Ces palées en Loire étaient constituées de 4 tubes métalliques battus au rocher avec un mouton diesel D46, contreventés par un système jacket, et de deux chevêtres constitués de PRS (7,5 t) (photo 19).

Outre les efforts de courants, la palée la plus chargée devait reprendre, en tête, une charge globale verticale de l'ordre de 7 000 kN cumulée à une charge globale horizontale de 400 kN. Le logiciel RSA a été utilisé pour les calculs d'exécution de ces palées en Loire.

Ces palées ont été démontées sous le tablier avec une grue télescopique Grove de 45 t portée par un assemblage de 10 flotteurs Coyac.

LES SUPERSTRUCTURES ET ÉQUIPEMENTS DE TABLIER

Après suspension du tablier aux haubans, les dernières tâches de génie civil du lot 1 étaient (photo 20) :

- Les dalles et bordures de trottoirs remplies de fourreaux divers et variés ;
- Le complexe d'étanchéité et l'enrobé Orthoplast H à la fois sur le tablier métallique et sur la traverse béton ;
- Le joint de chaussée GTS 200 au droit de la culée C2 par RCA ;
- Une conduite d'eau potable reposant sur les entretoises du tablier métallique et lancée par DLE Ouest depuis l'arrière de la culée C0.

LE LOT 3 : ÉCLAIRAGE ET ÉLECTRICITÉ

Le lot 3, assuré par l'entreprise Forclum, consistait en la réalisation des travaux d'éclairage du tablier, de mise en valeur des culées et du pylône ainsi que des installations électriques correspondantes. Forclum devait installer aussi l'alimentation des déshumidificateurs du tablier. Les installations électriques principales se situent dans la culée C2. Un éclairage est intégré aux haubans. Par ailleurs, un paratonnerre a été installé en haut du pylône.



© ETRC

© ETRC

PONT ÉRIC TABARLY

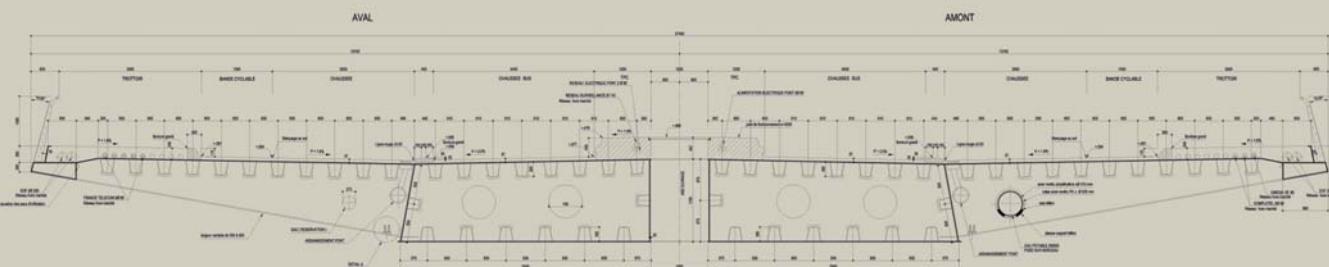
LA FABRICATION DU TABLIER, LE TRANSPORT ET LE MONTAGE

LA FABRICATION DE LA CHARPENTE MÉTALLIQUE DU TABLIER ET DU PYLÔNE DU PONT ERIC TABARLY A ÉTÉ RÉALISÉE DANS LES USINES DE LA SOCIÉTÉ VICTOR BUYCK STEEL CONSTRUCTION, SITUÉE À EEKLO EN BELGIQUE. CES ÉLÉMENTS MÉTALLIQUES ONT ENSUITE ÉTÉ TRANSPORTÉS PAR VOIE MARITIME PUIS FLUVIALE JUSQU'À NANTES, LEUR DESTINATION FINALE, POUR INSTALLATION.



1 © VBSC

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER



2 © VBSC

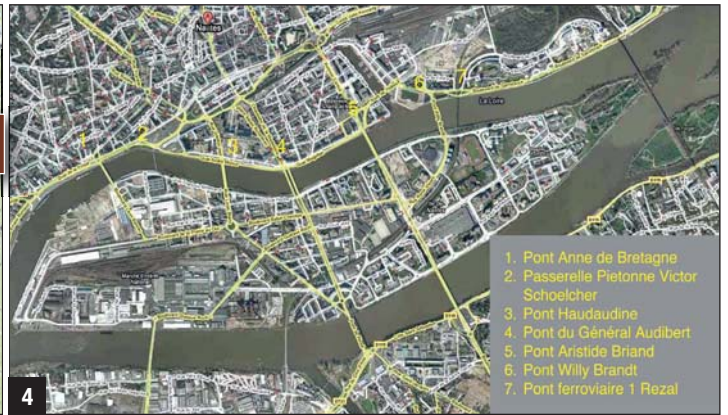
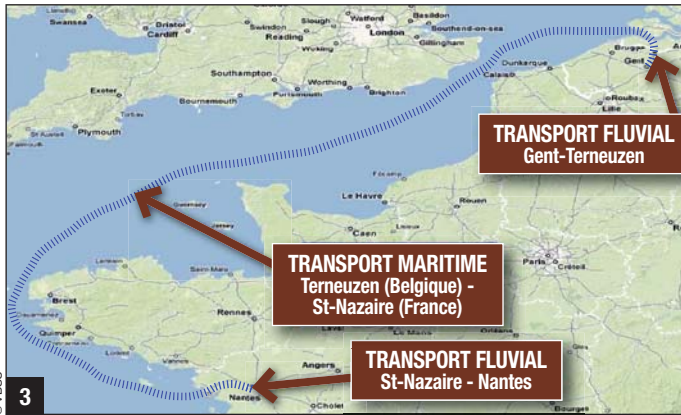
Le tablier en acier pèse environ 2 400 t, et le pylône environ 400 t. Le tablier a été exécuté en acier S355, tandis que le pylône a été fait en un acier avec des caractéristiques de résistance plus importantes, le S460 (figure 2).

Pour la réalisation de ce pont, l'entreprise Victor Buyck Steel Construction a choisi le transport par voie maritime. Le tablier a été fabriqué en 3 tronçons : 80 m – 50 m – 80 m. Le pylône a été transporté dans sa totalité avec la première travée.

UN LONG TRAJET MARITIME PUIS FLUVIAL

Ces pièces ont fait un trajet remarquablement long, partant des ateliers de Victor Buyck Steel Construction à Gand (Belgique), pour accéder à la Mer du Nord par le canal Gent-Terneuzen, navi-

guer en Manche puis sur l'Atlantique, jusqu'à leur destination finale sur la Loire à Nantes (figure 3). Les éléments de pont ont été chargés depuis l'atelier sur une barge à l'aide du transporteur S.P.M.T. (Self Propelled Modular Transporter) (photo 1). En mer, pour le trajet



- 1- Chargement du pont Éric Tabarly à l'aide de SPMT.
- 2- Coupe transversale du tablier.
- 3- Trajet des pièces du pont Éric Tabarly.
- 4- Ponts à franchir le long du bras de la Madeleine à Nantes.
- 5- Passage sous les ponts de Nantes.
- 6- Rotation et pose du premier tronçon.

- 1- Loading the Eric Tabarly Bridge with a SPMT.
- 2- Cross section of the deck.
- 3- Travel by parts for the Eric Tabarly Bridge.
- 4- Bridges to be crossed along the arm of the Madeleine in Nantes.
- 5- Passing under the bridges of Nantes.
- 6- Slewing and placing the first section.

le long des côtes, la barge était tirée par un seul remorqueur à l'aide d'un câble d'environ 100 m de long. Pour le transport de Gand jusqu'à l'océan Atlantique, ainsi que pour le trajet Saint-Nazaire – Port de Nantes, le convoi a été guidé par 2 pousseurs.



UNE PHASE CRITIQUE POUR LE TRANSPORT

La partie du transport la plus délicate était le trajet du port de Nantes (quai Wilson) jusqu'à la destination finale du nouveau pont Éric Tabarly.

En effet, sur ces deux kilomètres de trajet, pas moins de sept ponts devaient être franchis... certains limitant fort le tirant d'air disponible pour ce transport (figure 4).

La faible profondeur d'eau, les marées et la forme géométrique des ponts, réduisant de presque 2 mètres le niveau d'eau, ont fait de ces derniers kilomètres une opération particulièrement critique.

Pour illustrer cette phase : le passage du pont Général Audibert a été réalisé avec seulement 30 cm de marge entre le fond de la barge et le fond de la Loire, et pas plus de 35 cm de marge entre le pont existant et le tronçon posé sur la barge.

Compte tenu des courants fluviaux non négligeables de la Loire et du vent faible, il a fallu bien minuter le planning de cette opération afin de concilier un bon coefficient de marée, une bonne météo, un niveau d'eau suivi au centimètre près pour le passage sous les ponts (photo 5).

INSTALLATION DES TRONÇONS DU PONT

Après cette phase critique, le premier tronçon du pont a été installé sur sa position définitive le 19 mars 2010. Avant de pouvoir installer le tablier, la rotation de celui-ci sur la barge et ensuite le déplacement de la barge entre la pile provisoire et la culée côté Malakoff (côté Nord) étaient des opérations particulièrement délicates à accomplir (photo 6).

Une fois la barge en place, il suffisait ensuite d'attendre la marée descendante pour le positionnement final, avec une tolérance de quelques centimètres seulement.

Ensuite, la barge a dû accomplir deux voyages en Belgique pour le chargement et transport des deuxième et troisième tronçons.

Par rapport au premier transport, la présence du pylône, chargé en plus, sur la barge à côté du 2^e tronçon du tablier, a conditionné le 2^e transport.

Une fois arrivé sur chantier, le pylône a été levé et ripé au centre du tronçon, afin de préparer l'opération d'érection du pylône (photo 7).

Pour la mise en place du deuxième tronçon, VBSC a reproduit la même opération qu'en première phase. Ensuite, un axe amovible disposé à travers le pylône a permis le hissage par un système de deux tours à câbles. En une journée, le pylône a été érigé. Sitôt le pylône dressé et réglé, les travaux de soudure en pied débutent. Peu après, les deux tours à câbles sont démontées.

Le troisième et dernier tronçon de tablier, au centre, est déchargé, levé de la barge au moyen d'un système de « strandjack » (vérins avaleurs de câbles) (photo 8). Ces dispositifs à câbles sont utilisés pour monter la partie centrale du tablier qui doit s'insérer entre les deux premiers tronçons déjà en place et disposés de manière à permettre le soudage transversal qui unifiera les trois tronçons en un seul tablier. Ensuite, il ne reste qu'à souder les deux joints de chantier. Ces soudures sont principalement exécutées avec le procédé Innershield.

Ce procédé de soudure avec fil fourré, mais sans protection gazeuse extérieure, permet de souder à l'air libre. □

**7- Hissage
du pylône.
8- Montage
de la partie
centrale
du tablier.**

**7- Hoisting
the pylon.
8- Erection
of the central
part of
the deck.**



© VBSC
© JEAN-BAPTISTE LECOMTE



setec tpi

Concevoir et maîtriser les projets les plus ambitieux



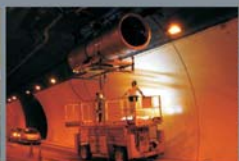
Viaduc de Millau



Tour Phare à Paris La Défense



Tube Sud du tunnel de Toulon



A8 Contournement Nice



Tramway d'Orléans



Parc du Trapèze - Boulogne Billancourt

setec est l'un des tous premiers groupes français indépendants d'ingénierie et de conseil. Avec ses 1700 collaborateurs répartis en France et à l'étranger, le groupe dispose de références mondialement reconnues : Viaduc de Millau, tunnel sous la Manche, IGH (Projets Phare, D2, Coeur Défense, EDF, CBX,...), LGV Rhin-Rhône, EPR Flamanville, Grand Théâtre National de Pékin, Autoroute A43, A41...

Appuyés par nos filiales spécialisées, nous réunissons les meilleurs experts dans les domaines suivants :

- Travaux Publics (tunnels, ponts, autoroutes, voies ferrées, ports...),
- Bâtiment (bureaux, hôpitaux, industries, centres commerciaux, tours...),
- Environnement (eau, sols, déchets...),
- Organisation et gestion de projet (public, privé, industriel...),
- Nouvelles technologies (télécom, systèmes de transport intelligents...).

Tour Gamma D
58, quai de la Rapée
75583 Paris cedex 12 - France
Tél : +33 (0) 1 40 04 57 36
Fax : +33 (0) 1 40 04 63 10
mél : arcaynovo@tpi.setec.fr

www.tpi.setec.fr

LE HAUBANAGE

LES 18 HAUBANS DU PONT ÉRIC TABARLY ONT ÉTÉ FOURNIS ET INSTALLÉS PAR L'ENTREPRISE FREYSSINET.



© FREYSSINET

STRUCTURE DES HAUBANS

Chaque hauban est constitué d'un faisceau parallèle de torons T15,7 – système multi-torons parallèles (MTP) – enfilés dans une gaine collective en PEHD (polyéthylène à haute densité) de couleur gris clair.

1- Hissage de la gaine de hauban.

1- Hoisting the stay cable sheath.

Issus de la gamme H2000 de Freyssinet, les haubans bénéficient d'une excellente durabilité. Les torons sont munis d'une triple protection contre la corrosion : recouverts à l'extérieur d'une gaine semi-adhérente en PEHD, les 7 fils du toron sont individuellement

galvanisés et isolés entre eux par une cire pétrolière. Les pièces d'ancrage (bloc et mors coniques) sont développées pour résister à la fatigue, conformément aux recommandations de la CIP (Commission Interministérielle de la Précontrainte).

En plus d'assurer la protection du faisceau de torons, la gaine collective est spiralée pour réduire les instabilités sous le phénomène pluie + vent.

Freyssinet dispose également d'une expertise forte et d'une gamme d'amortisseurs pour réduire les vibrations des haubans. Des amortisseurs internes hydrauliques (IHD) sont équipés sur chacun des haubans pour obtenir un décrément de 4 %. Ils sont insérés dans des tubes d'ancrage munis en pied de cales biaisées afin de les centrer au mieux relativement au faisceau de torons.

Le nombre de torons varie en fonction de l'inclinaison des haubans.

Sur l'ouvrage, le plus court des haubans contient 31 torons alors que le plus long (H1), d'une longueur totale de 133 m, contient 98 torons qui s'insèrent dans des ancrages d'unité 109, un record du genre en France.

Le nombre de torons a été prévu pour le cas de chargement « tram ». Pour mettre l'ouvrage en configuration « tram », il sera nécessaire de retendre les haubans pour donner au tablier le profil en long souhaité. Pour ce faire, l'ancrage bas (plus facilement accessible) est réglable : il permet une retenue ou une détension de l'ensemble des torons via un vérin annulaire avec une course totale de 200 mm.

PLANNING ET PHASAGE D'INSTALLATION

L'installation des haubans commence par la mise en place des ancrages et la soudure des gaines collectives à partir d'éléments de 12 m. Une fois ce travail réalisé, les gaines de hauban sont hissées le long du pylône (photo 1) et supportées par un premier toron qui servira également de référence pour la mise en tension des torons suivants. Les torons sont ensuite hissés 2 par 2 à l'intérieur de la gaine, directement depuis les bobines, par un système de navette et tendus au fur et à mesure de l'enfilage au moyen du système Isotension® (photos 2, 3 et 4). Ce système, breveté par Freyssinet, permet de s'assurer que chaque toron est tendu au même effort que le toron de référence. Lors de la mise en tension d'un toron, l'effort dans le vérin monotoron est mesuré et comparé avec l'effort dans une cellule montée sur le toron de référence.

Un ordinateur arrête automatiquement la mise en tension lorsque les tensions sont égalisées.

La mise en tension des haubans se fait en partie basse : à l'intérieur de la culée pour les 5 haubans ancrés dans C0, au



2



3

2- Enfilage des torons au moyen d'une navette.

3- Installation des haubans – vue depuis la culée C0.

4- Vue du pylône avec haubans installés.

2- Threading the tendons by means of a shuttle.

3- Installing the stay cables – view from abutment C0.

4- View of the pylon with stay cables installed.

niveau de persiennes soudées dans le vide central pour les 13 haubans du tablier métallique.

Les moyens nécessaires à l'installation des haubans restent légers. Aucune grue n'est nécessaire. Les gaines et les torons sont hissés au moyen de treuils fixés sur le tablier et dont les câbles sont déviés sur le pylône par des poulies de renvoi.

Les haubans ont été installés par 2 équipes de 7 personnes en simultané et en symétrie de part et d'autre du pylône afin de respecter l'équilibre de ce dernier. Les haubans les plus courts et les plus proches du pylône ont été installés en premier : H9 et H10. Fortes de leur expérience sur le Viaduc de Millau, les équipes de Freyssinet ont su maintenir une cadence élevée pour réduire leur intervention sur le chemin critique et le planning suivant a été constaté :



4

© SETEC TP

© FREYSSINET

5- Luminaires sur hauban.
6- Luminaires sur hauban – plan de principe (6a) et essai en soufflerie (6b).

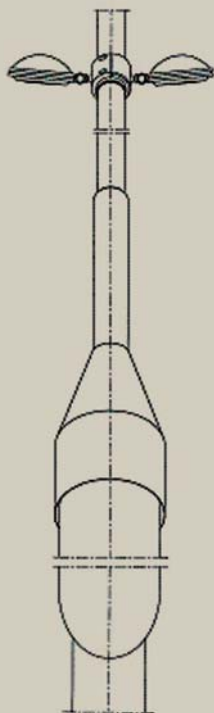
5- Lighting fixtures on stay cable.

6- Lighting fixtures on stay cable – schematic drawing (6a) and testing in wind tunnel (6b).



5

LUMINAIRES SUR HAUBAN
PLAN DE PRINCIPE



6a



6b

→ Travaux préparatoires en temps masqué (soudure des gaines, mise en place des ancrages et des tubes supports) : 4 semaines ;

→ Hissage et mise en tension des 18 haubans (1 171 torons), sur le chemin critique : 4 semaines ;

Au cours de la phase d'installation des haubans, le tablier a été décollé de ses palées provisoires. Une phase de retension sur l'ensemble des haubans a été réalisée immédiatement après l'installation, toujours avec le système Isotension® en respectant une consigne de longueur de retension transmise par le Bureau d'études IOA.

Après la réalisation des superstructures et des enrobés, les haubans ont été de nouveau réglés pour annuler les flèches du tablier sous l'action des charges permanentes.

Les travaux se finissent par l'installation des amortisseurs et l'injection des ancrages avec une cire pétrolière qui se substitue à la gaine des torons dans cette partie et protège durablement les mors d'ancrage.

Un système de presse-étoupe permet d'assurer l'étanchéité de l'ancrage, avec une pression jusque 10 bars.

LUMINAIRES SUR HAUBANS

Une des particularités de l'ouvrage est que les haubans supportent les appareils d'éclairage de la chaussée. Deux luminaires sont fixés sur huit des haubans, 10 mètres au dessus de la chaussée, au moyen d'un collier bridé sur la gaine collective. Les câbles d'alimentation sont insérés dans la gaine une fois le hauban installé et sont aiguillés dans le terre plein central à partir du pied de hauban. Cette solution permet de masquer totalement les câbles d'alimentation (photo 5).

Des essais en soufflerie ont été menés au CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) de Nantes (photo 6) pour vérifier la bonne tenue de l'ensemble collier + luminaires sous des conditions de vent extrêmes et pour analyser l'influence des luminaires sur le comportement du hauban.

CONCLUSIONS

L'étude d'un nouveau pont haubané requiert chaque fois des études complexes et une mise en œuvre rigoureuse, assortie de nombreux contrôles. Les moyens de calcul modernes et les logiciels élaborés permettent de prendre en compte le comportement non linéaire de l'ouvrage, la dynamique du tablier et des haubans et les phasages de construction complexes,

de la pose des tronçons au réglage final. La qualité de la construction du génie civil et de la charpente, principalement réalisée dans les ateliers de Victor Buyck Steel Construction, puis le choix pertinent du transport maritime et fluvial sont une vraie contribution à la réduction des nuisances de chantier, à l'économie d'énergie de transport et de construction et à une durabilité pérenne, au-delà des effets de mode et de la vacuité des discours.

Le pont Éric Tabarly, par la justesse de son dessin et la pureté de ses lignes, s'impose dans son site avec force et modestie, un peu à l'image du célèbre

navigateur auquel la ville de Nantes rend hommage.

La simplicité de l'ouvrage terminé dissimule la complexité et la densité de sa conception, comme l'intelligence de sa réalisation.

Souhaitons qu'il pose, une fois encore, la question de la pertinence des concours d'ingénierie et d'architecture pour la construction des ouvrages d'art, de la qualité nécessaire des jurys, de la distance indispensable vis-à-vis de l'exubérance et de l'ostentation des solutions trop souvent proposées à une époque où l'économie de moyen devrait s'imposer à tous. □

ABSTRACT

THE ERIC TABARLY BRIDGE IN NANTES

SETEC TPI: J.-B. DATRY, R. TIRAT, N. LABROUSSE, M. GALLAND - O. SIMON, ETPO - E. SIMOEN, VBSC - M. LEMOINE, FREYSSINET

Work on the Eric Tabarly Bridge in Nantes will be completed in the spring of 2011. This cable-stayed bridge of total length 210 m crosses the Loire River and connects the northern districts of the city with Nantes Island, upstream of the Willy Brandt Bridge. A structure of simple, obvious appearance, its boldness is masked by the refinement of its lines and the sobriety of its forms, far from the demonstrative concepts frequently encountered nowadays. The solution of a thin steel deck, supported by central stay cables, required in-depth preliminary studies covering the environment, aesthetics and the most sophisticated structural design and wind and lighting engineering methods. □

EL PUENTE ERIC TABARLY EN NANTES

SETEC TPI: J.-B. DATRY, R. TIRAT, N. LABROUSSE, M. GALLAND - O. SIMON, ETPO - E. SIMOEN, VBSC - M. LEMOINE, FREYSSINET

En la primavera de 2011 finalizarán las obras del puente Eric Tabarly en Nantes. Este puente atirantado, de una longitud total de 210 m, cruza el río Loira y permite comunicar los barrios del norte de la ciudad con la isla de Nantes, aguas arriba del puente Willy Brandt. La estructura es de una estética sencilla y evidente y su audacia se oculta en la finura de su línea y la sobriedad de sus formas, alejada de los conceptos ostentosos tan frecuentes hoy en día. La solución de un fino tablero de acero, sujeto por un atirantado central, requirió minuciosos estudios previos combinando el entorno, la estética y los métodos más elaborados de cálculo de las estructuras, de ingeniería del viento y de iluminación. □

LE NOUVEAU PONT DE TÉRÉNEZ (FINISTÈRE)

AUTEURS : STÉPHANE CALAS, DIRECTEUR DE CHANTIER, DODIN CAMPENON BERNARD - STEFAN BERNHARD, BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES DODIN CAMPENON BERNARD - MICHEL MARCHETTI, FORMULE INFORMATIQUE - JULIEN MONNERIE, INGÉNIEUR GÉOMÈTRE GTM BRETAGNE - JEAN VASSORD, ARCADIS - CLAUDE REMY, ARCADIS - SYLVIE BOUVET, ARCADIS - DANIEL FOISSAC, BET VINCI CONSTRUCTION FRANCE.
CRÉDITS PHOTOS ET ILLUSTRATIONS POUR L'ENSEMBLE DE L'ARTICLE : PHOTOTHÈQUE VINCI ET FILIALES - PANORAMIC BRETAGNE © DR

SITUÉ SUR LA RD791 LE FAOU-CROZON, LE NOUVEAU PONT DE TÉRÉNEZ VIENT REMPLACER L'ANCIEN PONT SUSPENDU CONSTRUIT EN 1952 ET DONT L'ÉTAT S'EST PROGRESSIVEMENT DÉGRADÉ. LE NOUVEL OUVRAGE EST UN PONT À HAUBANS DE 515 M DE LONG, COURBE EN PLAN, À TABLIER ET PYLÔNES EN BÉTON PRÉCONTRAIT. LA CONSTRUCTION EN A ÉTÉ CONFIÉE EN 2007 AU GROUPEMENT DODIN CAMPENON BERNARD (MANDATAIRE), GTM BRETAGNE ET SOGEA BRETAGNE, TOUTES TROIS FILIALES DU GROUPE VINCI.

RELIER LA PRESQU'ÎLE DE CROZON AU FINISTÈRE NORD

Le pont de Térénez actuellement en service est un pont suspendu d'une portée principale de 272 m qui permet le franchissement de l'Aulne par la RD791 reliant la presqu'île de Crozon au Finistère Nord (photo 2 et figure 3). L'état général de cet ouvrage construit en 1952 s'est progressivement dégradé au cours des ans, suite à des désordres liés à l'alcali-réaction du béton des pylônes et des travées d'accès. Des travaux de confortement ont été effectués en 1992 pour permettre la continuité du service en toute sécurité, mais il est très vite apparu qu'il ne pouvait s'agir là que d'une solution provisoire et que la construction d'un nouvel ouvrage devait être envisagée. La conception du nouveau pont de Térénez a été confiée par le Conseil général du Finistère à une équipe constituée d'un ingénieur, Michel Virlogeux, et d'un architecte, Charles Lavigne, qui a mis au point le projet en collaboration avec le Setra. Le parti architectural retenu est de réaliser, dans ce site maritime exceptionnel marqué par les méandres de l'Aulne, un ouvrage qui attire l'œil tout en restant en harmonie avec le paysage.

Par ailleurs, la construction d'un nouvel ouvrage devait être l'occasion de supprimer les dangereux virages à presque 90° situés aux abords du pont actuel. D'où l'idée d'un tablier courbe en plan, permettant une transition en douceur entre la route et l'ouvrage et assurant une circulation plus fluide des véhicules. Le choix d'un pont à haubans



s'est très vite imposé car, pour des raisons à la fois techniques et esthétiques, le recours à des piles en rivière apparaissait peu satisfaisant. Restait alors à définir la forme à donner aux pylônes pour reprendre efficacement les forces appliquées en tête, qui ne s'équilibrent pas transversalement du fait de l'orientation particulière des haubans due à la courbure du tablier. Après avoir

envisagé une forme en V renversé, les concepteurs ont finalement retenu une solution plus légère et plus pure en forme de lambda (λ) (photo 1). En 2007, le groupement d'entreprises constitué par Dodin Campenon Bernard (mandataire), GTM Bretagne et Sogea Bretagne, toutes trois filiales du groupe Vinci, a été déclaré adjudicataire du projet.

UN TABLIER EN ASSIETTE RENVERSÉE

L'ouvrage est un pont haubané, courbe en plan, à tablier et pylônes en béton précontraint. D'une longueur totale de 515 m, il comporte une travée centrale de 285 m et deux travées de rive de 115 m reposant sur des pilettes intermédiaires (figure 4). Son tracé en plan, symétrique par rapport au milieu de la travée centrale, suit un rayon de 800 m sur toute la longueur de celle-ci, et de 200 m dans les travées de rive, avec des raccordements en clothoïde. Le tablier, en forme d'assiette renversée, supporte une chaussée à deux voies de 7,50 m et deux trottoirs latéraux pour piétons et cycles, de 2,15 m de largeur chacun. Il est soutenu par deux nappes de 72 haubans latéraux disposés en éventail et ancrés dans le tablier entre la chaussée et les trottoirs, en sous-face des nervures longitudinales, dans des engravures.

D'une hauteur de 100 m, les deux pylônes sont contenus dans des plans verticaux normaux à l'axe de l'ouvrage. Du fait de leur forme en λ , le tablier, excentré, est en partie supporté par des consoles horizontales au niveau de la jonction entre les deux « jambes ». ▷

2- Vue d'ensemble du site.

3- Plan de localisation.

2- General view of the site.

3- Location drawing.

En tête du mât, les haubans sont ancrés dans une boîte métallique de 110 t connectée à des voiles latérales en béton armé. Les pilettes sont constituées chacune de deux fûts cylindriques en béton armé, de 2 m de diamètre. Chaque culée comporte un sommier supporté par deux poteaux, en forme de L, fondés sur des semelles indépendantes, et des murs Teratrel. Les principales phases de réalisation sont les suivantes :

- Les zones à dalle pleine des travées de rive sont coulées sur cintre ;
- Les huit premières paires de voussoirs de part et d'autre de chaque pylône sont construites par encorbellement successif, à l'aide d'équipages mobiles pesant 100 t pour les voussoirs centraux et 110 t pour les voussoirs de rive ; les équipages mobiles sont soutenus par les haubans définitifs ; des haubans de retenue sont ancrés en tête des pylônes et sur les culées ;
- Les clavages dans les travées de rive sont réalisés par des voussoirs de clavage de 2,50 m ;
- Les dix voussoirs centraux suivants sont construits en surencorbellement ;
- Le clavage central est réalisé en dernier, par un voussoir de 3,10 m.

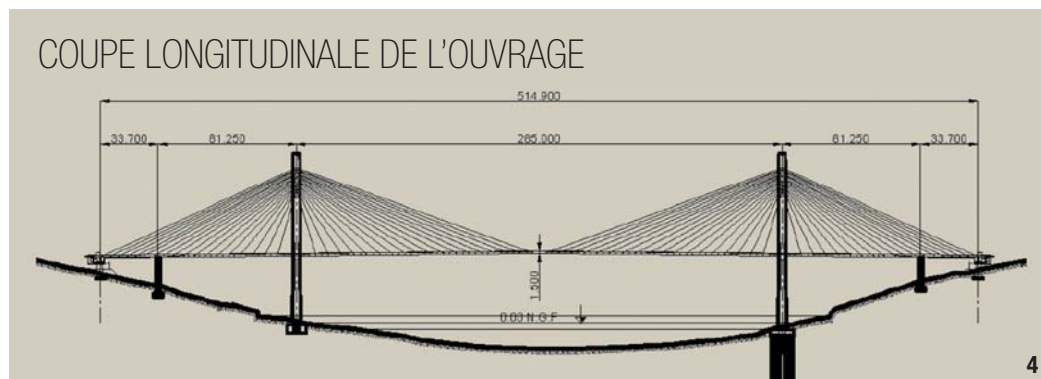
FONDATIONS, APPUIS, TABLIER

Le pylône Sud (P2) repose directement en tête des schistes compacts, sur deux semelles carrées de 11 m de côté et 5 m d'épaisseur. Le pylône Nord (P3) est fondé, par l'intermédiaire de deux semelles octogonales de 3 m d'épaisseur, sur deux groupes de dix pieux de 1,5 m de diamètre, ancrés dans des schistes décomposés.

Les pilettes Sud (P1) et Nord (P4) sont fondées sur des puits marocains de 3,50 m de diamètre. Les culées sont fondées superficiellement.

Le tablier est encastré sur les deux pylônes (figure 5). Il repose sur les pilettes et sur les culées par l'intermédiaire d'appareils d'appui à pot multidirectionnel. Un blocage transversal sur les culées permet de reprendre les efforts horizontaux dus à la courbure en plan de l'ouvrage.

Le tablier est à pente transversale unique, avec un dévers de 2,5 % en travée centrale, puis un dévers variable jusqu'à 5 % sur les culées. Par contre, les trottoirs gardent un dévers constant de 2,5 %. En travée centrale, en zone courante, le tablier est constitué de deux nervures longitudinales, de 1,5 m de hauteur, reliées entre elles en partie haute par une dalle de 22 cm d'épaisseur supportant la chaussée, et par des

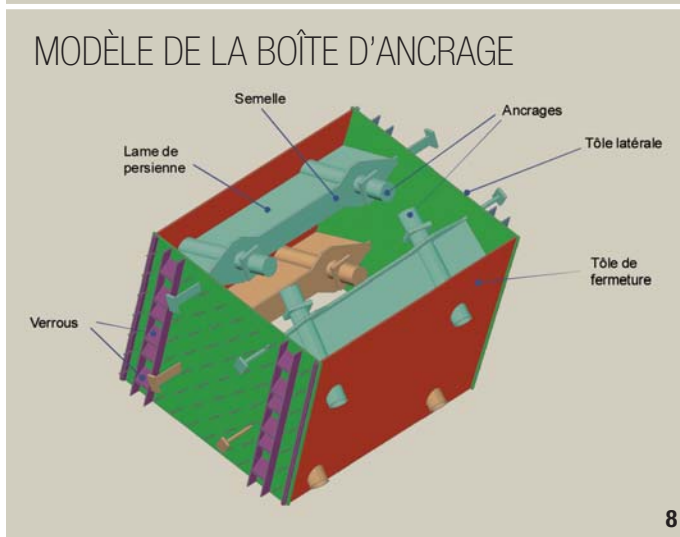
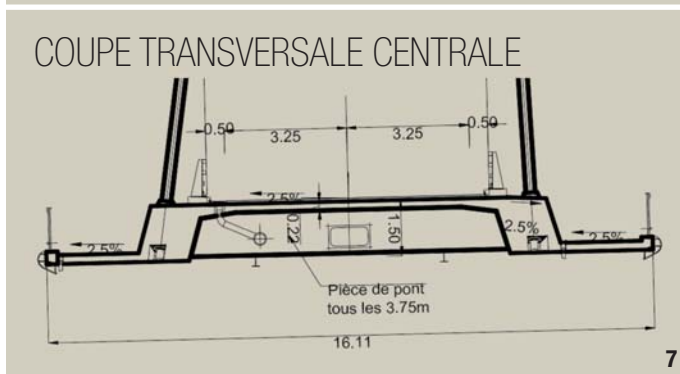
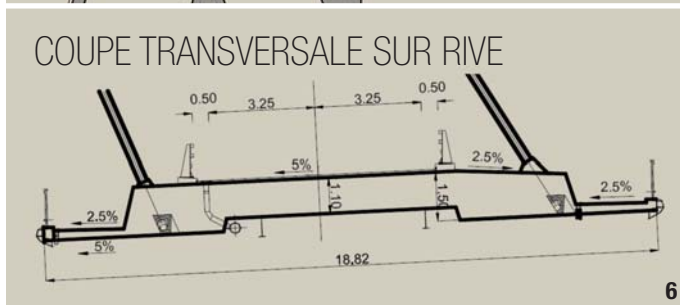
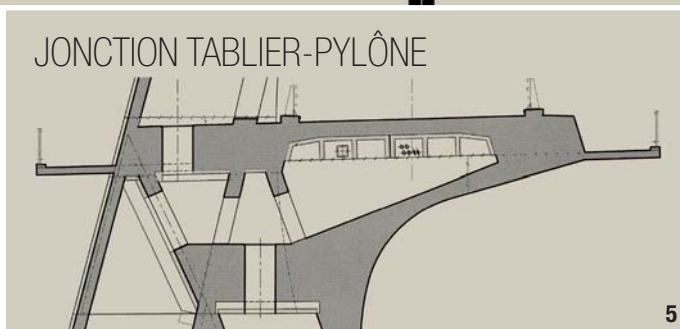


- 4- Coupe longitudinale de l'ouvrage.**
- 5- Jonction tablier-pylône.**
- 6- Coupe transversale sur rive.**
- 7- Coupe transversale centrale.**
- 8- Modèle de la boîte d'ancrage.**

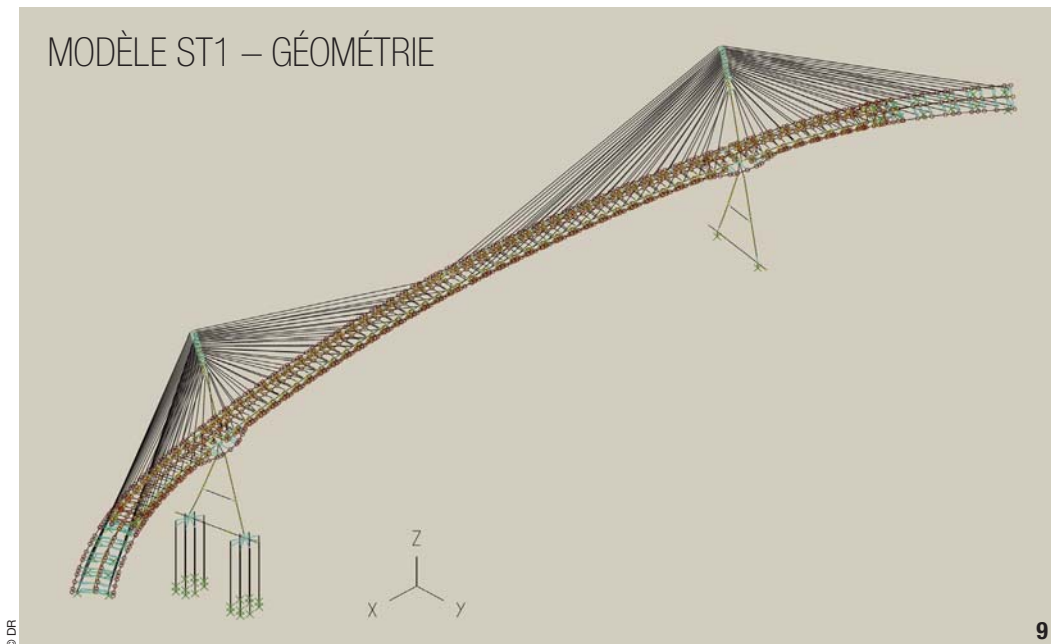
- 4- Longitudinal section of the structure.**
- 5- Deck-pylon junction.**
- 6- Cross section on bank.**
- 7- Central cross section.**
- 8- Model of the anchor box.**

pièces de pont métalliques. Il est complété, de part et d'autre des nervures, par des dalles en console de 22 cm d'épaisseur, ancrées en partie basse et supportant les trottoirs. Sa largeur totale est de 16,11 m. La longueur des voussoirs est de 7,50 m. La distance entre pièces de pont est de 3,75 m, et la distance entre haubans, de 7,50 m. Sur une longueur de 18,75 m de part et d'autre du pylône, la section du tablier varie afin de permettre le contournement du pylône par le trottoir intérieur, et afin de réaliser l'encastrement du tablier sur le pylône. Dans les travées de rive, du fait de la courbure et afin de respecter les conditions de gabarit vis-à-vis des haubans, la largeur du tablier varie progressivement pour atteindre 18,45 m sur les culées (figures 6 et 7).

Par ailleurs, les travées de rive étant plus courtes que la demi-travée centrale, l'espacement entre les haubans arrière se réduit progressivement, pour passer



MODÈLE ST1 – GÉOMÉTRIE



de 7,50 m près des pylônes à 4,70 m près des culées. La longueur des voussoirs arrière passe quant à elle de 7,50 m à 6,45 m alors que la largeur des nervures augmente progressivement pour respecter l'équilibre des poids. Enfin, pour limiter les soulèvements sur les pilettes et les culées, la section du tablier passe en dalle pleine sur une longueur de 46 m à partir de l'axe des culées. En outre, un contre-poids est prévu sur chaque culée.

9- Modèle ST1 – géométrie.

9- ST1 model – geometry.

PHASAGE DE CONSTRUCTION DANS LA MODÉLISATION ST1

- Réalisation du pylône Sud (P2) et de la travée de rive Sud coulée sur cintre.
- Réalisation du pylône Nord (P3) et de la travée de rive Nord coulée sur cintre.
- Réalisation du fléau sud constitué de 2 x 8 voussoirs à l'aide des équipages mobiles et de haubans de retenue provisoires accrochés au niveau de la culée C0.
- Clavage du fléau Sud à la travée sur cintre Sud.
- Réalisation en surencoberlement, à l'aide d'un équipage mobile, des 10 voussoirs centraux restants côté Sud avec mise en tension progressive des haubans arrière.
- Réalisation du fléau Nord constitué de 2 x 8 voussoirs à l'aide des équipages mobiles et de haubans de retenue provisoires accrochés au niveau de la culée C5.
- Clavage du fléau Nord à la travée sur cintre Nord.
- Réalisation en surencoberlement, à l'aide d'un équipage mobile, des 10 voussoirs centraux restants côté Nord avec mise en tension progressive des haubans arrière.
- Réalisation d'un vérinage horizontal à la clé puis réalisation du clavage central.
- Réalisation des superstructures et application des retentions finales dans les haubans.

PRÉCONTRAINTÉ DU TABLIER

La précontrainte longitudinale du tablier est constituée de câbles 19T15 intérieurs au béton. Au milieu de la travée centrale, elle est constituée de sept câbles par nervure, ancrés dans des bossages sur les faces latérales intérieures des nervures. Du fait de la courbure en plan, qui entraîne des moments d'axe vertical dans le tablier, la précontrainte au voisinage des pylônes et dans les travées sur cintre est dissymétrique. Elle comporte 12 câbles dans la nervure intérieure au niveau des pylônes, complétés pendant la phase de construction du fléau par deux câbles provisoires en nervure extérieure, et six câbles dans la nervure extérieure des travées de rive. Certaines zones intermédiaires ne comportent aucune précontrainte longitudinale. Les zones de type dalle pleine des travées de rive sont précontraintes par huit câbles ondulés, ancrés aux extrémités de la dalle. Enfin, la zone de transition entre la dalle pleine et le hourdis de 22 cm est précontrainte transversalement par quatre câbles 4T15S.

LEVÉES DES PYLÔNES

Les pylônes sont réalisés en vingt levées successives. La section transversale de la jambe, de la béquille et du mât est un caisson de dimensions variables, dont les parois ont une épaisseur de 50 cm. La nervure intérieure du tablier est directement encastrée sur le pylône, au nœud de jonction entre la jambe, la béquille et le mât. La nervure extérieure est encastrée sur une console horizontale construite au niveau du nœud dans

le plan du λ . Du fait de la courbure du pont, les pylônes ne sont pas seulement sollicités en compression, mais également en flexion et en torsion, ce qui a nécessité l'utilisation de câbles de précontrainte longitudinale, ainsi que la mise en place d'armatures passives de densité très élevée. Les efforts variant pendant la construction, cette précontrainte est constituée de trois paires de câbles 27T15S définitifs et de quatre paires de câbles 27T15S provisoires, qui sont détendus au fur et à mesure de la construction des voussoirs. Pour limiter les effets du déséquilibre pendant la construction des huit premières paires de voussoirs en encorbellement – les voussoirs centraux étant construits avant les voussoirs de rive –, des haubans de retenue sont utilisés. Ils sont ancrés en tête du mât et dans la partie de la travée de rive en dalle pleine déjà construite et provisoirement clouée sur la culée.

PRINCIPE DE HAUBANAGE

Le haubanage est constitué de 144 haubans, répartis en deux nappes latérales de 2 x 18 haubans pour chaque pylône. La longueur des haubans varie de 35 à 150 m. Ils comportent de 12 à 27 torons T15S, de classe 1 860 MPa. Les torons sont individuellement protégés et logés dans une gaine extérieure en PEHD. La mise en tension se fait en partie basse, au vérin mono-toron. Les ancrages hauts sont réglables. Les haubans sont équipés de tubes antivandalisme en partie basse, sur 3 m de hauteur. Des amortisseurs sont prévus sur les haubans centraux H9 à H18. Ils seront logés à l'intérieur de ces tubes.

BOÎTE D'ANCRAGE DES HAUBANS

Les 15 paires supérieures de haubans centraux et de rive sont ancrées en tête de chaque pylône par l'intermédiaire d'une boîte métallique connectée aux voiles latérales. Les trois paires de haubans inférieures sont directement ancrées dans deux dalles en béton armé situées au-dessous de cette boîte, la dalle la plus haute lui servant d'appui. La boîte métallique est de section rectangulaire variable en raison de l'inclinaison de la partie haute du mât par rapport à la verticale. Elle est constituée de deux tôles connectées aux voiles latérales en béton armé, dites tôles latérales, de deux tôles traversées par les haubans, dites tôles de fermeture, et de 15 paires de lames de persienne servant chacune d'appui à une paire de haubans (figure 8). ▷

Chaque lame de persienne est constituée de trois éléments coplanaires, soudés de part et d'autre des deux tubes servant d'appui aux plaques d'ancrage des haubans.

Les axes des haubans n'étant pas coplanaires, on a cherché à placer les éléments de la lame de persienne dans un plan moyen par rapport aux axes des tubes.

Chaque lame de persienne est munie d'une semelle supérieure soudée sur les tôles latérales. Elle est également soudée sur une des tôles de fermeture, qui constitue ainsi une semelle inférieure et permet un fonctionnement en poutre en I.

Les semelles supérieures sont prolon-

gées par des lanières métalliques traversant les tôles latérales et soudées sur des platines noyées dans le béton, permettant ainsi la transmission des efforts de traction dus à l'encastrement des lames de persienne sur les voiles latéraux.

Les efforts tranchants sont transmis aux voiles latéraux par l'intermédiaire de verrous métalliques soudés sur les tôles latérales et prenant appui sur le béton.

Le poids total de la boîte d'ancrage est de 110 t. Elle a été livrée sur le site en deux demi-boîtes, puis entièrement assemblée au sol avant mise en place en une seule fois en tête du mât par levage au moyen d'une grue.

MODÉLISATION D'ENSEMBLE

L'ouvrage a été modélisé sous le logiciel ST1 du Setra (figure 9). Le modèle retenu est un modèle spatial bipoutre, chaque poutre représentant un demi-tablier. Les deux poutres longitudinales sont reliées entre elles par des poutres transversales représentant les pièces de pont et le hourdis. Ce modèle a été préféré à un modèle à une seule poutre car il permet de représenter correctement le comportement transversal et d'obtenir directement les efforts et contraintes, avec les bonnes concomitances, dans chacune des nervures. Pour valider les caractéristiques mécaniques à affecter à chacune des deux poutres longitudinales du modèle et aux

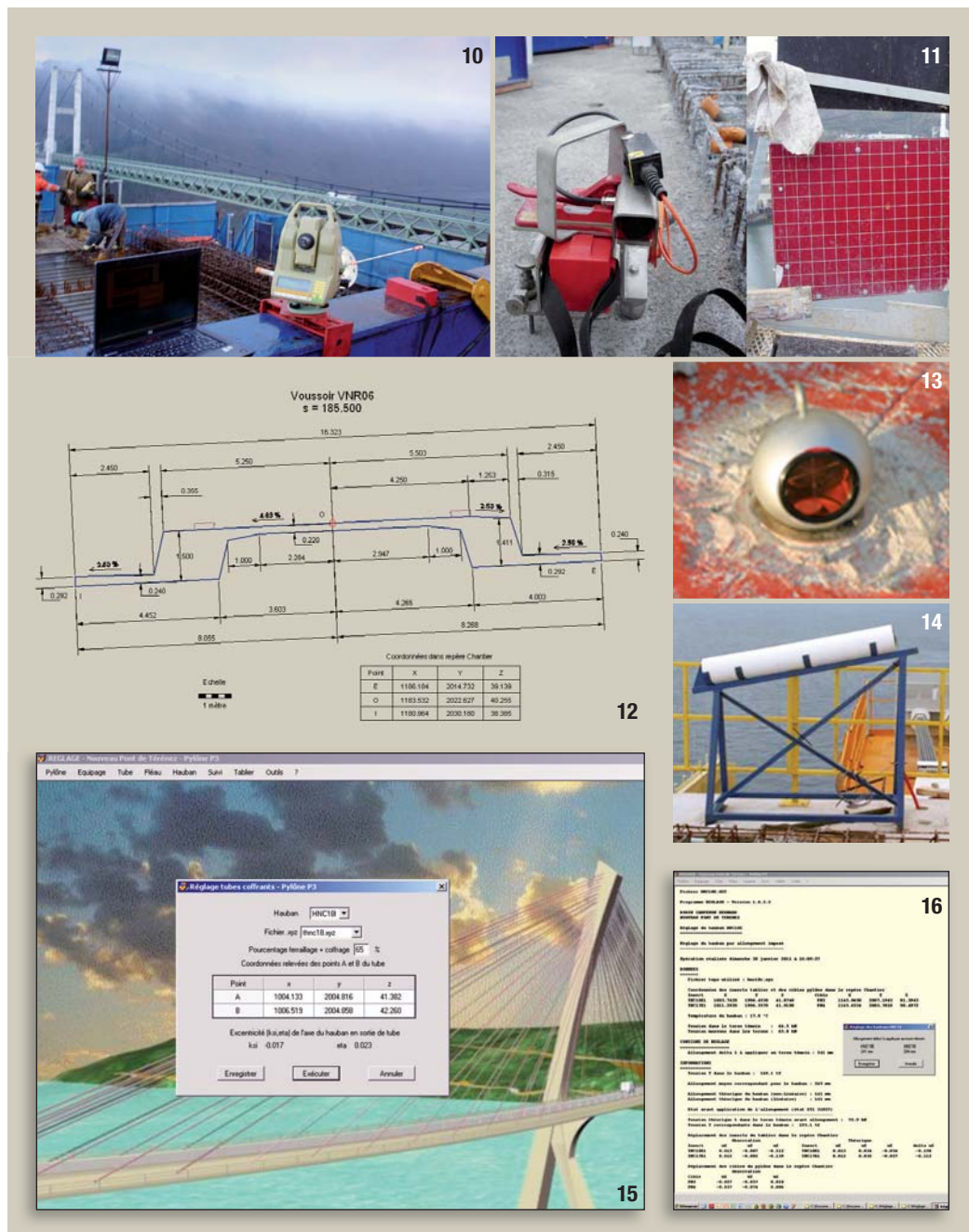
pièces de pont, un modèle partiel aux éléments finis avec le logiciel Hercules a été réalisé avec des éléments barres et des éléments coques.

Le modèle ST1 tient compte, de façon précise, de la cinématique de construction et des méthodes de chantier.

Chacun des cycles de construction des voussoirs a été modélisé en détail et tient compte, par exemple :

→ De toutes les imbrications existantes entre la construction du voussoir central et celle du voussoir de rive ;

→ Du fait que les équipages mobiles, une fois avancés pour la construction du voussoir N, sont chargés par les pièces de pont, les tubes coffrant et le ferrailage des nervures avant même



10- Procédé de réglage des tubes de haubans.

11- Système de réglage de l'équipage par laser.

12- Coupe de tablier générée par le logiciel « Réglage ».

13- Insert topo.

14- Maquette de hauban avec capteurs de température.

15- Copie d'écran du réglage des tubes.

16- Copie d'écran du réglage fin des haubans.

10- Procedure for adjusting stay-cable tubes.

11-Laser system for rig adjustment.

12- Deck cross section generated by the adjustment software («Réglage»).

13- Topographic insert.

14- Mock-up of stay cable with temperature sensors.

15- Screen copy of tube adjustment.

16- Screen copy of precision adjustment of stay cables.

© DR



17



18 19



l'installation et la première mise en tension des haubans N sur l'équipage ;
 → Du fait que la mise en tension des haubans se fait de façon progressive au fur et à mesure du bétonnage du voussoir N sur l'équipage ;
 → Du fait que la dernière mise en tension des haubans ne se fait pas sur l'équipage mais sur le voussoir N le lendemain du bétonnage de ce dernier après transfert de l'ancrage des haubans de l'équipage vers le tablier. Les phases particulières de clavage à la rive et de clavage central ont elles aussi été modélisées avec précision, en tenant compte des systèmes d'alignement utilisés sur le chantier.

FERRAILLAGE DU TABLIER

La définition du ferrailage du tablier a donné lieu à de nombreuses vérifications, consécutives à sa structure transversale et aux nombreuses phases de calculs de flexion longitudinale étudiées. Ces vérifications se sont organisées à

17- Vue d'ensemble des installations rive Nord.

18- Plate-forme P2 – terrassement du fond de fouille.

19- Installation rive Nord – batardeau pylône P3.

17- General view of North bank installations.

18- Platform P2 – earthworks at bottom of excavation.

19- North bank installation – pylon P3 cofferdam.

partir des études suivantes : études des pièces de pont, détermination du ferrailage longitudinal, étude de la flexion transversale, cisaillement et diffusion, analyse des sections singulières. Quelques précisions sont données ci-après pour les études les plus significatives.

ÉTUDES DES PIÈCES DE PONT

Les pièces de pont métalliques entre nervures sont connectées au hourdis et aux nervures latérales par des goujons régulièrement espacés, et leur fonctionnement est celui d'une section mixte. Pour la vérification de ces éléments, les efforts sont déterminés par les calculs de flexion d'ensemble (modèle ST1) et par les résultats des calculs de flexion transversale pour les efforts locaux (modèles Ansys). Une analyse détaillée et un processus de calcul ont donc été nécessaires pour associer les résultats de ces deux calculs sur la base d'efforts concomitants. Ainsi, pour chaque section

et cas d'étude, il a été utilisé des torseurs d'efforts calés sur une composante cible et ses concomitantes. Ces vérifications ont été menées vis-à-vis des états ELS-ELU pour toutes les phases enveloppes de construction et de service, et pour les cas de rupture et de changement de haubans.

Au final, pas moins de 700 analyses ont été nécessaires pour justifier toutes les pièces de pont du tablier.

Le point délicat était la transmission de l'effort normal véhiculé par la semelle inférieure de la pièce de pont, celle-ci pouvant être soit en traction, soit en compression. Cela a nécessité la mise en place de connecteurs horizontaux fixés sur une platine venant en prolongement de l'âme pour reprendre la traction, et de butées de compression pour limiter la contrainte sur le béton à 0.6 fc. La densité de ferrailage longitudinal, la proximité des câbles de précontrainte et des boîtes d'ancrage des haubans ont compliqué ces dispositions.

Toutes les sections ont été vérifiées en service et en construction en tenant compte des très nombreuses phases. La détermination du ferrailage longitudinal de base repose sur les deux vérifications suivantes : reprise des tractions en zones tendues et équilibre interne des sections. Tous ces calculs ont montré que ce sont les phases de construction qui sont dimensionnantes pour le ferrailage.

FLEXION TRANSVERSALE

Pour compléter les efforts généraux issus du modèle ST1, des modèles locaux aux éléments finis ont été réalisés à l'aide du logiciel Ansys. Ceux-ci ont permis de tenir compte précisément des différents chargements en construction (notamment les effets de l'équipage mobile et des différents matériels de construction) puis en service (avec les effets de rupture de hauban), et également d'étudier les points singuliers où la modélisation filaire atteint ses limites (zones à proximité des pylônes, jonction dalle pleine-dalle bi-nervurée, dalle coulée en place, appuis de rive).

Pour chaque modèle, hordis et trottoirs sont modélisés par des éléments de plaques épaisses à quatre nœuds, nervures et pièces de pont par des éléments poutres.

Des liaisons rigides relient les éléments poutres aux éléments plaques avec les excentricités correspondantes. Les haubans ont été assimilés à des appuis simples après avoir vérifié par des calculs comparatifs que l'approche avec des appuis élastiques n'était pas plus pertinente.

Le ferrailage résultant de ces études représente, par voussoir, un taux d'armatures variant entre 200 et 220 kg/m³. La mise en place de cette densité d'acier dans les nervures s'est avérée très complexe du fait de la présence de nombreux inserts qui limitaient les possibilités de passage des barres, dont la plupart ne pouvaient être continues. Un ferrailage spécifique a dû être étudié pour chaque voussoir, ce qui a nécessité, pour sa définition complète, deux ou trois plans au format A0 par voussoir, hors nomenclature.

NŒUD DE LIAISON PYLÔNE-TABLIER

L'étude de la déviation des efforts apportés par le mât vers la jambe et la béquille à travers les différents éléments constituant le nœud de liaison est basée sur un modèle bielles-tirants. La méthode consiste à vérifier en chaque nœud l'état d'équilibre sous les compressions ou tractions amenées par les différents voiles, et à calculer le ferrailage nécessaire pour reprendre les efforts de traction.

On constate la nécessité d'un tirant au point de convergence du voile intérieur de la béquille et des voiles intérieurs de la jambe et du mât, reprenant un effort de traction de 15 000 kN, soit 600 cm² d'acier.

ÉTUDE DE LA BOÎTE D'ANCRAGE

Une première étude a été faite à l'aide d'un modèle spatial géométriquement simplifié en éléments de coques, à l'aide du programme Hercule, pour évaluer le degré d'encastrement des lames de persienne sur les voiles latéraux. Chaque lame de persienne a ensuite été justifiée manuellement en fonction de ses dimensions propres et des efforts spécifiques apportés par les haubans ancrés. Les pièces servant directement à ancrer les haubans ont été dimensionnées pour reprendre 90 % de l'effort à la rupture des haubans ; il s'agit essentiellement des plaques d'ancrage et des tubes qui les supportent. Ces éléments ont par ailleurs fait l'objet d'un calcul spécifique aux éléments finis à l'aide du logiciel Ansys, qui a permis de vérifier qu'il n'était pas nécessaire d'ajouter des ailettes entre le tube et la plaque d'ancrage. Les lames de persienne et leurs semelles ont été justifiées en considérant que l'un des haubans atteignait 90 % de l'effort à la rupture, le second hauban étant sollicité à 65 % de l'effort à la rupture.

ESSAIS ET CALCULS AU VENT

Comme la plupart des ouvrages haubanés, le pont de Térénez a nécessité l'exécution d'essais et de calculs au vent approfondis. Ces études ont été articulées en trois étapes :

→ Définition de modèles de vent pour les études en phase de construction et de service ;

→ Réalisation d'essais sur maquette pour la vérification de la stabilité aéro-élastique du tablier et la mesure de ses coefficients stationnaires en fonction de l'angle d'incidence du vent ;

→ Calculs de l'ouvrage en vent turbulent, en construction et en service, au moyen du logiciel Hercule et de son module dédié HVT.

Les deux premières phases ont été réalisées par le CSTB de Nantes. En ce qui concerne la caractérisation du vent, on peut retenir les points essentiels suivants, découlant de la topographie du site :

→ La vallée de l'Aulne canalise le vent et détermine deux directions de vent sensiblement perpendiculaires à la travée principale (vent amont et vent aval) ;

→ Du fait de l'encaissement du site, on constate une réduction de la vitesse du vent de l'ordre de 25 % par rapport à la vitesse standard en Bretagne ;



20



21

20- Cage d'armature préfabriquée de la levée 20.1 située sous la boîte d'ancrage.

20- Prefabricated reinforcement cage of concrete lift 20.1 located under the anchor box.

21- Installing the anchor box.

→ Malgré la présence d'une étendue plane et sans rugosité (la rivière), on note une turbulence du vent importante et comparable à celle obtenue en une zone urbaine (site de classe IV selon l'Eurocode).

De leur côté, les essais de stabilité aéro-élastique de l'ouvrage montrent une excitabilité aux échappements tourbillonnaires qui se manifeste en phase de construction. Bien que la turbulence du vent atténuée largement cet effet, il a été décidé de disposer les corniches définitives sur le tiers extrême du premier fléau construit en attente de clavage avec le second fléau. Sans être



© DF 22

systématiquement déterminantes, les combinaisons avec vent ont conduit aux sollicitations principales pour diverses parties de la structure, soit en phase de construction, soit en phase de service. Ce résultat justifiait une analyse soignée de l'effet vent, en particulier au moyen de l'analyse au vent turbulent.

RÉGLAGE DE L'OUVRAGE EN COURS DE CONSTRUCTION

La maîtrise des opérations de réglage de l'ouvrage constitue un élément clé dans un projet de pont à haubans. Dans le cas du nouveau pont de Térénez, ce point est encore plus critique compte

22- Travée sur cintre.

22- Span on centre.

tenu des sujétions liées aux caractéristiques particulières de l'ouvrage :

- Tablier courbe en plan présentant une section et un dévers variables ;
 - Faible épaisseur du tablier nécessitant la mise en tension progressive des haubans ancrés sur un nouveau voussoir lors du bétonnage de ce dernier.
- Le réglage en cours de construction d'un pont à haubans consiste à appliquer, au fur et à mesure de la réalisation du tablier, des actions permettant d'obtenir in fine un ouvrage conforme aux choix retenus par le bureau d'études lors des études d'exécution. Les opérations correspondantes portent sur deux

sujets distincts qu'il convient de traiter séparément : la géométrie du tablier et la mise en tension des haubans.

RÉGLAGE GÉOMÉTRIQUE DU TABLIER

Contrairement à la pratique courante retenue pour la construction d'un pont en encorbellement, le tablier d'un pont à haubans ne peut être construit en positionnant l'équipage mobile à une cote théorique calculée. En effet, l'expérience montre que l'extrémité du fléau peut subir en quelques heures une flèche de l'ordre d'une dizaine de centimètres sous la seule action du soleil. D'où la nécessité de recourir à un réglage de l'équipage mobile en relatif par rapport à la partie de tablier déjà construite. Se pose alors un problème de précision bien connu dans la réalisation de voussoirs préfabriqués. Compte tenu des bras de levier mis en jeu, une erreur millimétrique sur la position des premiers voussoirs peut conduire à des erreurs centimétriques à la clé de l'ouvrage. La solution consiste alors à gérer avec une extrême précision (de l'ordre de quelques dixièmes de millimètre) les inévitables erreurs d'exécution qui sont, elles, de l'ordre de 15 à 20 mm.

RÉGLAGE DES HAUBANS

Pour être précis, le réglage d'un hauban au moment de son installation nécessite un certain nombre de précautions. On ne peut, en effet, se contenter d'appliquer la force théorique à l'ancrage donnée par le modèle de calcul, car :

- Les charges réelles sur chantier ont rarement exactement la valeur adoptée par l'étude d'exécution ;
- Cette façon de faire ignore la température réelle des haubans (qui en été peut être très différente de celle du béton) ;
- Enfin, cette approche ne peut être directement mise en œuvre lorsque l'on tend les torons du hauban un par un à l'aide d'un vérin mono-toron.

On préfère recourir à une solution à la fois plus robuste et plus précise qui permet le réglage d'un hauban quelles que soient les conditions sur site et qui exprime la consigne de réglage sous la forme d'un allongement Δl à imposer au hauban, celui-ci étant déterminé à partir d'un relevé topographique et d'une mesure de tension.

SUIVI DE L'OUVRAGE EN COURS DE CONSTRUCTION

Dans le cadre d'une structure peu conventionnelle comme le nouveau pont de Térénez, il est important de ▷

s'assurer que l'ouvrage en cours de construction se comporte effectivement comme prévu par le modèle de calcul, afin de détecter rapidement, le cas échéant, toute divergence, et d'en analyser les causes. Dans la pratique, on procède à un relevé général du tablier dans un état précis pour lequel on dispose des résultats du modèle de calcul. La vérification consiste alors à comparer les valeurs des déplacements des inserts déduites des mesures topographiques avec les valeurs théoriques correspondantes.

Les opérations de réglage sont intimement liées aux tâches de construction du tablier. Elles doivent donc pouvoir être réalisées de façon à perturber le moins possible le rythme du chantier tout en garantissant le niveau de précision que requiert un ouvrage aussi technique. Paradoxalement, les difficultés à résoudre sont du même ordre que celles rencontrées sur des structures de beaucoup plus grandes dimensions, comme le pont Vasco-de-Gama à Lisbonne ou le pont de Rion-Antirion en Grèce. D'où la nécessité de mettre en œuvre des moyens à la hauteur en termes d'organisation, de préparation et d'outils informatiques, même si l'ouvrage reste un pont de taille moyenne. Le groupement d'entreprises s'est adjoint les services de Michel Marchetti, de la société Formule informatique, qui possède sur le sujet un savoir-faire spécifique déjà mis en œuvre sur des projets comme le pont de l'Iroise, le second pont sur la Severn, le pont Vasco-de-Gama ou le pont de Rion-Antirion.

Un des points délicats du projet concerne l'intégration des déformations de l'équipage mobile lors de la réalisation d'un voussoir, compte tenu des efforts verticaux et horizontaux variables appliqués par les haubans en cours de bétonnage. Le bureau de méthodes de Campenon Bernard Dodin ingénierie a effectué l'analyse correspondante en modélisant l'équipage par une structure treillis tridimensionnelle. La mise au point des procédures de réglage passe par un travail de préparation impliquant des intervenants de profils divers (équipe travaux, bureaux d'études structures et méthodes, ingénieur topographe, conseil extérieur...).

Il concerne des sujets aussi variés que :
→ La définition précise des méthodes de réglage retenues ;
→ L'imbrication des opérations dans le cycle de construction d'un voussoir ;
→ La collecte des données nécessaires (ex. : définition de la géométrie du ta-

blier, découpage en voussoirs, caractéristiques des haubans, déformation de l'équipage mobile...);

→ L'examen de points pratiques qui peuvent se révéler critiques compte tenu du peu d'espace libre en extrémité de fléau (implantation des repères topographiques, position des instruments lors des relevés...).

Comme nous l'avons déjà mentionné, les opérations de réglage s'appuient sur des mesures effectuées sur chantier : relevés topographiques, mesures de tension et de température. Les données correspondantes doivent pouvoir être traitées de façon rapide et fiable.

La société Formule informatique a développé à cet effet un programme spécifique baptisé Réglage qui est utilisé par l'équipe topo du chantier.

OPÉRATIONS DE RÉGLAGE

Les opérations de réglage se succèdent au rythme des tâches du cycle de construction d'un voussoir :

→ Réglage de la position de l'équipage mobile en fin d'avancement ;

→ Implantation des pièces de pont et réglage des coffrages ;

→ Réglage des tubes coffrant des haubans ;

→ Réglage de la tension du toron témoin au moment de l'enfilage ;

→ Retension des haubans par paliers en cours de bétonnage ;

→ Évaluation des erreurs d'exécution du voussoir ;

→ Réglage précis des haubans du voussoir (photos 10, 11, 13 et 14, figures 12, 15 et 16).

À chaque opération correspond un module spécifique du programme Réglage.

Prenons l'exemple du réglage précis des haubans : le réglage objectif à appliquer à un hauban est parfaitement défini par les résultats du modèle de calcul relatifs à l'un des états postérieurs à l'opération d'installation. Un relevé topographique des cibles encadrant les ancrages sur tablier et sur pylône permet d'évaluer, par un calcul approprié, le déplacement des ancrages. Connaissant la tension T du hauban, les déplacements \vec{u}_T et \vec{u}_P des ancrages et la température θ du hauban, il est possible de déterminer l'allongement Δl à appliquer au hauban pour lui imposer le réglage objectif. Dans la pratique, on évalue la température du hauban en utilisant une maquette munie de sondes qui reproduit l'état thermique des haubans en place. Le module « hauban » du programme Réglage permet non



23

© DR

seulement de déterminer la consigne d'allongement Δl , mais également de vérifier a posteriori que le réglage appliqué est correct.

Un utilitaire spécifique a été développé dans le cadre du programme Réglage pour obtenir automatiquement, sous forme d'une feuille Excel avec graphique, les écarts entre observations et prévisions théoriques. Ce suivi a permis, entre autres, de recalibrer en cours de construction du tablier certains paramètres du modèle tels que la raideur des fondations ou le poids réel des voussoirs.

CONTRAINTES DU SITE

L'ouvrage est situé au cœur du Parc naturel régional d'Armorique. De nombreuses réglementations nationales et européennes (zones ZNIEFF, Natura 2000, loi littoral, site classé) ont induit de nombreuses contraintes d'organisation et de planification pour le chantier. Les zones déboisées et terrassées ont été réduites au maximum. Ainsi, les zones d'installations se trouvent très proches, voire sur les zones de marnage, soit au moyen d'une digue en terre, soit au moyen d'estacades fondées sur pieux battus. Les portées des grues à tour sont limitées à 50 m pour celle du pylône P2 (du fait de la proximité du pylône de l'ancien pont), et à 55 m pour le pylône P3, pour les mêmes raisons que pour P2. La portée de la grue de P3 a pu être étendue à 70 m dès que le télescopage inter-

médiaire a permis de hisser la grue au-dessus du pylône de l'ancien pont (photo 17). L'étroitesse de la zone d'installation autour du pylône P3 comparée à la masse de matériel nécessaire au chantier a nécessité d'organiser l'espace d'une manière assez fine.

La mise en place de plusieurs zones de stockage en dehors de l'emprise du chantier est devenue indispensable. Cela nous a obligé à organiser des manutentions et des transports, souvent en convois exceptionnels.

RÉALISATION DES FONDATIONS

Les semelles du pylône P2 étant assises sous le niveau de l'eau, nous avons réalisé une digue étanche constituée de 7 000 m³ de remblai sur laquelle un rideau de palplanches a été battu. Cela a permis de terrasser sous le niveau de l'eau de la rivière. Les semelles ont été réalisées en trois phases, pour éviter une élévation excessive de la température du béton et limiter les volumes des bétonnages à 250 m³ (photo 18).

Quant au pylône P3 (fondations profondes), le marché proposait des barrettes et une digue en terre analogue à celle de P2. Le groupement d'entreprises a proposé une variante consistant à remplacer la digue par un batardeau accessible par une estacade et les barrettes par des pieux tubés forés d'une profondeur de 37 m. La réalisation des pieux a été fortement perturbée par la présence de failles et de blocs



rocheux situés dans la vase, imposant à l'équipe de Botte fondations un recours fréquent au trépan (photo 19).

CONSTRUCTION DES PYLÔNES

Les différentes levées ont été réalisées à l'aide de coffrage auto-grimpant Peri. Les ancrages des nombreux câbles de précontrainte des pylônes étant situés

23- Équipage mobile.

24- Tête de pylône – détail.

23- Mobile rig.

24- Pylon head – détail.

dans des bossages qui réduisent les dimensions du noyau intérieur, le coffrage intérieur a dû être adapté au gré des variations de section.

Les cages d'armature ont été préfabriquées en U (soit deux U par levée), puis assemblées sur le coffrage à l'aide de barres en éclipse.

réalisée à l'aide d'éléments préfabriqués, après la fin de l'installation des haubans afin de ménager une trémie d'accès suffisante pour l'approvisionnement du matériel (photo 24).

RÉALISATION DU TABLIER

Les parties de tablier situées entre les culées et les pilettes ont été réalisées en cinq plots, sur un cintre. Cette partie n'est décintrée qu'après l'installation des haubans (photo 22). Les variations géométriques du tablier sur la longueur des voussoirs V01 ont nécessité l'utilisation d'un coffrage bois posé sur l'équipage mobile. Les voussoirs de la travée centrale, inscrite sur un rayon constant de 800 m, sont tous similaires, tandis que ceux de rive s'inscrivent dans une géométrie comprenant une clothoïde suivie d'un rayon de courbure de 200 m, le tout en dévers variable, avec une largeur variable et un espacement des entretoises variable. Ainsi, l'équipage mobile côté rive est infiniment plus complexe que celui de la travée centrale.

POSE DES BOÎTES D'ANCRAGE

La pose des boîtes d'ancrage des haubans a nécessité une préparation rigoureuse afin de résoudre les problématiques liées à la déformabilité des boîtes, à l'exiguïté des plates-formes de travail et aux strictes tolérances d'implantation : 1 mm en altimétrie, 2 mm en plan et 0,5° sur l'orientation des tubes de haubans.

Pour atteindre ces tolérances, il a été réalisé un châssis support mécanosoudé puis usiné et équipé de pions de centrage, destiné à recevoir la boîte d'ancrage. Ce support a ensuite été positionné, réglé au millimètre et scellé sur le pylône, ce qui a permis de garantir la bonne implantation de la boîte (photos 20 et 21).

Les opérations de pose des boîtes ont été réalisées à l'aide d'une grue DEMAG CC2800 (flèche treillis 600 t sur chenille à volée variable) de chez Médiaco Maxilift.

Le sommet de la tête de pylône n'est pas structurel mais esthétique et fonctionnel, car il permet d'accéder aux équipements situés au sommet de chaque pylône. La tête de pylône a été

ÉQUIPAGES MOBILES

La particularité des équipages mobiles du pont de Térénez provient du fait que les haubans définitifs sont temporairement fixés sur l'équipage afin de participer à la reprise des charges lors du bétonnage.

Ils ont une masse de 100 t pour la travée centrale et de 110 t pour celle de rive (photos 1 et 23).



© DR

24



25- Charpente HEB 1000 pour le maintien de la zone de clavage.

25- HEB 1000 frame for retaining the keying area.

Les contraintes de résistance minimales sont les suivantes : 15 MPa pour le décoffrage du coffrage tunnel, 25 MPa pour le transfert de l'effort des haubans sur le voussoir, et 33 MPa pour la translation de l'équipage. Pour un cycle optimal, les 15 MPa doivent être obtenus en début de poste le lendemain du bétonnage, et les 33 MPa en milieu d'après-midi.

ARMATURES

Les nervures sont préfabriquées et équipées du tube coffrant du hauban ainsi que des gaines et ancrages de précontrainte. Le hourdis central et les trottoirs sont assemblés en place.

La pose complète des armatures dure entre trois et six heures selon la complexité du voussoir et la phase en cours, dont moins d'une heure pour poser chaque nervure. Cycle type :

- Préparation du fond de moule (nettoyage, réglage, huilage) et du coffrage tunnel, pose des pièces de pont, brèlage de l'équipage sur le voussoir ;
- Ferrailage des nervures et du hourdis central ;
- Pose et enfilage des haubans ;

- Ferrailage des trottoirs ;
- Coffrage des nervures des trottoirs, mise en place des inserts dans le béton ;
- Vérification structurelle de l'équipage, réception ;
- Bétonnage et mise en tension des haubans ;
- Décoffrage ;
- Tension d'affinage ;
- Descente et avancée de l'équipage. Durée du cycle : six jours sur les premiers voussoirs et trois jours en production maximale.

CLAVAGE EN TRAVÉE CENTRALE

Pour claver, il faut dans un premier temps aligner les fléaux puis les brider pour éviter tout mouvement différentiel en cours de durcissement du béton de clavage. Pour ce faire, une charpente constituée de poutres HEB1000 fixée sur chaque fléau assure l'alignement. Par ailleurs, des butons reliant les deux extrémités des fléaux sont mis en compression à l'aide de vérins plats. L'effort normal est de 140 t par buton, ce qui induit un écartement de 4 cm qui permettra de compenser partiellement le fluage ultérieur du béton (photo 25). □

PRINCIPALES QUANTITÉS

BÉTON : 13 000 m³ dont :

- Fondations (semelle et pieux), 4 000 m³
- Pylônes et pilettes, 3 200 m³
- Tablier, 5 200 m³

ARMATURES PASSIVES : 1 900 t

RATIO D'ACIERS PASSIFS :

- Tablier/équipage mobile, 211 kg/m³ (max : 226 kg/m³)
- Tablier sur cintre, 101 kg/m³
- Pylônes (hors fondations), 219 kg/m³ (max : 320 kg/m³)

ACIERS POUR OUVRAGES PROVISOIRES : 2 000 t

CHARPENTES MÉTALLIQUES : Pièces de pont, 226 t ; boîtes d'ancrages, 110 t chacune soit 220 t

PYLÔNES : Hauteur totale depuis le dessus des semelles : 99,180 m ; hauteur d'une levée, 4 m

PRÉCONTRAINTES :

- Pylônes, 47 t en 27T15S (dont 26 t en provisoire), 28 câbles en 27T15S
- Tablier, 88 t en 19T15 (dont 2 t en provisoire), 74 câbles dont 8 provisoires

HAUBANS : 144 haubans dont 40 équipés d'amortisseurs ; 300 t de torons (12 à 27 torons par hauban)

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Conseil général du Finistère

ASSISTANT MAÎTRE D'OUVRAGE : Michel Virlogeux

ARCHITECTE : Architecture et ouvrage d'art (Lavigne & Cheron architectes)

MAÎTRE D'ŒUVRE : Conseil général du Finistère

ENTREPRISES EN GROUPEMENT SOLIDAIRE : Dodin Campenon Bernard (mandataire), GTM Bretagne, CMA (ex-Sogea Bretagne BTP), Freyssinet

ÉTUDES D'EXÉCUTION : Groupement Arcadis Lyon, Vinci Construction France (BET de Marseille)

LOGICIEL DE RÉGLAGE EN COURS DE CONSTRUCTION : Formule Informatique

ÉTUDES MÉTHODES : Campenon Bernard Dodin ingénierie, Vinci construction grands projets (pose des boîtes d'ancrage)

ABSTRACT

THE NEW TÉRÉNEZ BRIDGE (FINISTÈRE REGION)

DODIN CAMPENON BERNARD: STÉPHANE CALAS, STEFAN BERNHARD - MICHEL MARCHETTI - JULIEN MONNERIE, GTM BRETAGNE - ARCADIS: JEAN VASSORD, CLAUDE REMY, SYLVIE BOUVET - DANIEL FOISSAC, BET VINCI CONSTRUCTION

The new Térénez Bridge, situated on county road RD791 between Le Faou and Crozon, replaces the old suspension bridge built in 1952, which had gradually deteriorated. The new structure is a cable-stayed bridge 515 metres long, in a plane curve, with a prestressed concrete deck and pylons. The construction contract was awarded in 2007 to the consortium formed by Dodin Campenon Bernard (leader), GTM Bretagne and Sogea Bretagne, all three subsidiaries of Vinci Group. □

EL NUEVO PUENTE DE TÉRÉNEZ (FINISTERRE)

DODIN CAMPENON BERNARD: STÉPHANE CALAS, STEFAN BERNHARD - MICHEL MARCHETTI - JULIEN MONNERIE, GTM BRETAGNE - ARCADIS: JEAN VASSORD, CLAUDE REMY, SYLVIE BOUVET - DANIEL FOISSAC, BET VINCI CONSTRUCTION

Situado en la RD791 Le Faou-Crozon, el nuevo puente de Térénez sustituye el antiguo puente colgante construido en 1952, cuyo estado se había degradado progresivamente. La nueva estructura es un puente atirantado de 515 m de largo, curva en planta, con tablero y torres de hormigón pretensado. La construcción se confió en 2007 a la agrupación Dodin Campenon Bernard (mandatario), GTM Bretagne y Sogea Bretagne, todas ellas filiales del grupo Vinci. □



L'OUVRAGE D'ART NON COURANT DE BERGERAC (DORDOGNE)

AUTEURS : JEAN-RÉMI VABRE, RESPONSABLE DU PROJET MAÎTRISE D'ŒUVRE, ARCADIS - GRÉGOIRE BIGNIER ET SÉBASTIEN MÉMET, ARCHITECTES (B+M ARCHITECTURE) - PIERRE LEHER ÉTUDE MÉTAL, BEPL - JEAN-LOUIS TAFFOREAU, DIRECTEUR TECHNIQUE BOUYGUES TP RF

LE PROJET DU CONTOURNEMENT OUEST DE BERGERAC CONSISTE EN LA CONSTRUCTION D'UNE NOUVELLE INFRASTRUCTURE À DEUX VOIES DE 4,7 KM DE LONG, AYANT LE STATUT DE DÉVIATION D'AGGLOMÉRATION. L'OUVRAGE D'ART NON COURANT DE BERGERAC S'INSCRIT DANS LE CADRE DE CE PROJET DE CONTOURNEMENT ET DOIT PERMETTRE LE FRANCHISSEMENT DE LA DORDOGNE. LA NÉCESSITÉ DE FRANCHIR LA DORDOGNE SANS APPUI ET LA LOCALISATION DE L'OUVRAGE EN SITE NATURA 2000 ONT IMPOSÉ DES DISPOSITIONS TECHNIQUES PARTICULIÈRES TANT EN CONCEPTION QU'EN RÉALISATION.



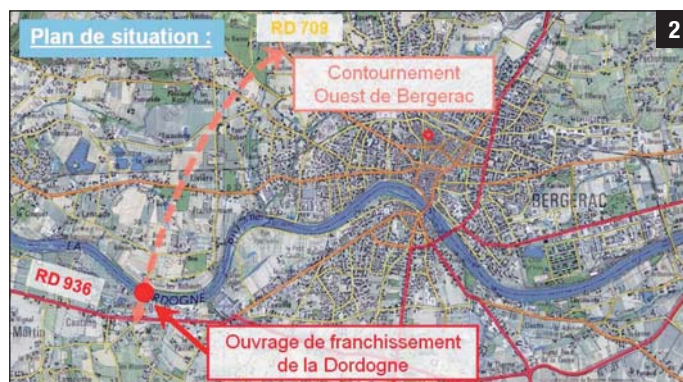
1
© DR

LE CONTOURNEMENT OUEST DE BERGERAC

La ville de Bergerac se situe au carrefour de plusieurs routes :

- La RN 21 de direction Nord-Sud Limoges et Périgueux – Agen ;
 - L'axe RD 936 (Bordeaux) – RD 660 (Sarlat, vallée de la Vézère) qui suit la vallée de la Dordogne ;
 - La RD 933 en direction du Sud-Ouest (Marmande, Mont-de-Marsan) ;
 - La RD 709 en direction Mussidan, c'est-à-dire de la vallée de l'Isle, de la RN 89 (Bordeaux – Lyon) et surtout, depuis 2000, de l'A89 (ouverture de la section Libourne – Mussidan).
- Afin de faciliter l'accès à l'A89, la RD 709 fait l'objet d'un projet de réaménagement entre Bergerac et le diffuseur des Lèches au Sud de Mussidan. Pour compléter ce dispositif, le Conseil Général de la Dordogne a décidé de

réaliser une voie entre la RD 936 et la RD 709. Cette nouvelle voie déviant la ville à l'Ouest, constituera un des tronçons du contournement de Bergerac qui permettra de pallier aux difficultés actuelles de circulation depuis le Sud de l'agglomération. En effet, les deux seuls franchissements actuellement possibles du fleuve se situent au cœur de la ville, et engendrent un trafic important de poids lourds. De plus, le mélange du trafic de transit et du trafic local multiplie le nombre d'accidents. Le projet du contournement Ouest de Bergerac consiste donc en la construction d'une nouvelle infrastructure à deux voies de 4,7 km de long, ayant le statut de déviation d'agglomération (figure 2). L'ouvrage d'art non courant de Bergerac s'inscrit dans le cadre de ce projet de contournement et doit permettre le franchissement de la Dordogne.



2

- 1- Lancement de phase 3 – Porte-à-faux de 120 m.
- 2- Plan de situation du contournement Ouest de Bergerac.

- 1- Phase 3 launching – 120 m cantilever.
- 2- Location drawing of the Bergerac western ring road.

→ La berge rive droite en pente douce est partiellement inondée en cas de crue ;

→ La berge rive gauche très abrupte (> 45°) surplombe la rivière d'une quinzaine de mètres et ne permet pas l'implantation d'un appui en crête de talus ;

→ La localisation de l'ouvrage en site NATURA 2000, la présence d'une faune et d'une flore fragiles devant être protégées, obligent à des dispositions techniques particulières tant en conception qu'en réalisation. La présence d'une frayère à grande alose et à lamproie marine dans le lit de la Dordogne impose que les piles et culées de l'ouvrage soient situées en dehors du lit mineur, soit une travée centrale supérieure à 120 m.

Ainsi, la nécessité de franchir la Dordogne sans appui, qu'il soit définitif ou provisoire, dans le lit mineur et le recul nécessaire du positionnement de l'appui rive gauche (du fait de la topographie de la berge) ont conduit à concevoir un ouvrage de 126 m de portée principale. Cette longueur de travée et son positionnement dans la vallée de la Dordogne constitue le paramètre principal de définition et de dimensionnement de sa travure.

La longueur du débouché hydraulique à dégager au droit du franchissement ne peut pas être réduite à moins de 160 m (soit la largeur du lit mineur 100 m plus 60 m rive droite). L'ouvrage ne peut donc se restreindre au franchissement du lit mineur mais doit être prolongé rive droite pour obtenir une transparence minimale de 60 m.

La travée rive droite a donc été fixée à 80 m de façon à respecter la transparence hydraulique et un équilibre esthétique et structurel entre la travée principale et la travée de rive.

L'ouvrage comporte donc deux travées (figure 3) : une travée principale de 126 m franchissant la Dordogne, et une travée rive droite de 80 m.

UN MARCHÉ DE CONCEPTION-RÉALISATION

En février 2009, le Conseil Général de la Dordogne a lancé un dossier de consultation pour un marché de conception réalisation de l'ouvrage d'art non courant franchissant la Dordogne. À l'issue de l'appel d'offres, le groupement de conception-construction retenu est constitué de Bouygues Travaux Publics Régions France (génie civil et mandataire), Matière (Charpente Métallique), Arcadis (Maîtrise d'œuvre conception et réalisation) assisté de BEPL (Pierre Leher), et B+M (Architecture). Le marché a été notifié le 29 août 2009 pour une durée globale (conception et réalisation) de 21 mois.

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Nous présentons ci-après les points clés et les contraintes majeures qui ont guidé la conception.

JUSTIFICATION DE LA TRAVURE DE L'OUVRAGE

La travure de l'ouvrage est le résultat de l'analyse des contraintes du site et notamment topographique, environnementales et hydrauliques :

- Le lit mineur de la Dordogne a une largeur de 112 m à l'axe du projet ;

CHOIX DE LA STRUCTURE DE L'OUVRAGE

Le choix de la structure a été dictée par :

→ La portée principale à franchir de 126 m ;

→ La mise en place de l'ouvrage sans intervention dans le lit de la Dordogne, → Le délai imposé de 21 mois y compris la phase projet ;

→ L'enveloppe financière indiquée par le Maître d'Ouvrage de 8 800 000 € TTC Les structures mixtes acier béton (type bi-poutre ou caisson) permettant de

répondre à l'ensemble de ces exigences, le groupement a décidé de concevoir un ouvrage de type bi-poutre mixte de hauteur variable à deux travées (126 m et 80 m). Les structures béton ont été abandonnées pour des raisons économiques, d'élancement moins optimal et de délai.

La portée principale de 126 m étant proche de la limite supérieure pour ce type d'ouvrage, la conception a été menée :

→ En choisissant de retenir des aciers à haute limite élastique de nuance

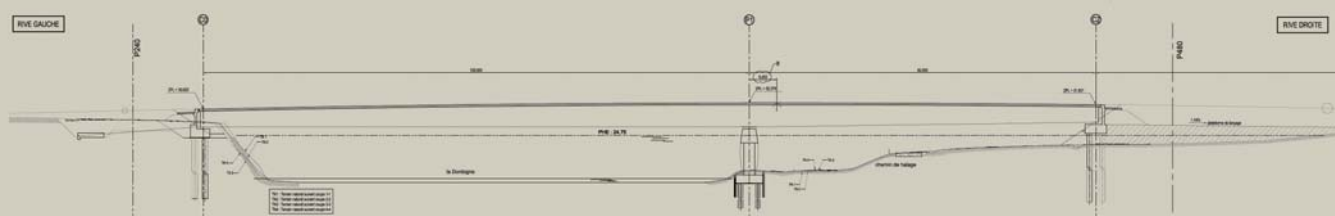
460 MPa de manière à alléger l'ouvrage et à optimiser la hauteur des poutres ;

→ En étudiant dès la phase offre le lançage de la charpente métallique. Il ne s'agit pas d'un lançage courant mais bien exceptionnel et l'équipe de conception a anticipé l'étude de lançage habituellement réalisée en phase projet et plus précisément à l'exécution, dans un souci de valider la faisabilité et la méthodologie de réalisation qui conditionne le délai, et de vérifier ainsi les incidences sur la structure.

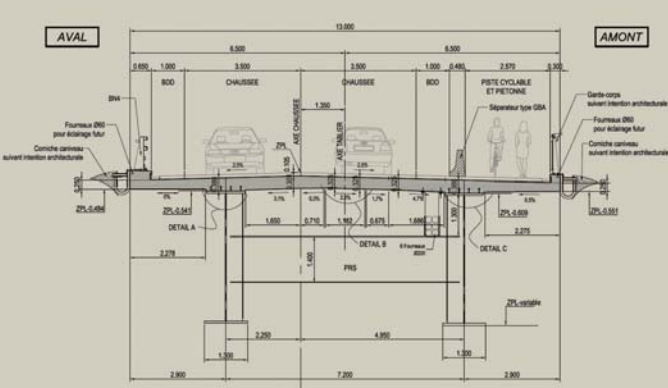
LE TABLIER

L'ossature métallique comprend deux poutres reconstituées soudées de hauteurs variables reliées par des entretoises en travée et des pièces de pont sur appuis. La hauteur des poutres est de 5 m sur pile (soit un élancement de 1/25° de la portée et variable jusqu'à 3,5 m sur les culées). La variation de hauteur de poutre est parabolique et épouse le profil en long routier. La dalle sous chaussée en béton armé connectée à la charpente métallique a une largeur de 13 m (figure 4).

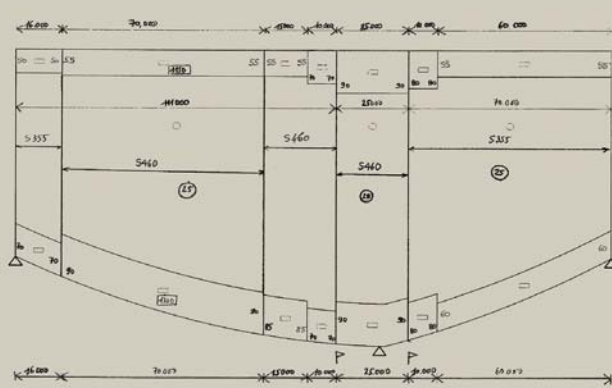
COUPE LONGITUDINALE DE L'OUVRAGE



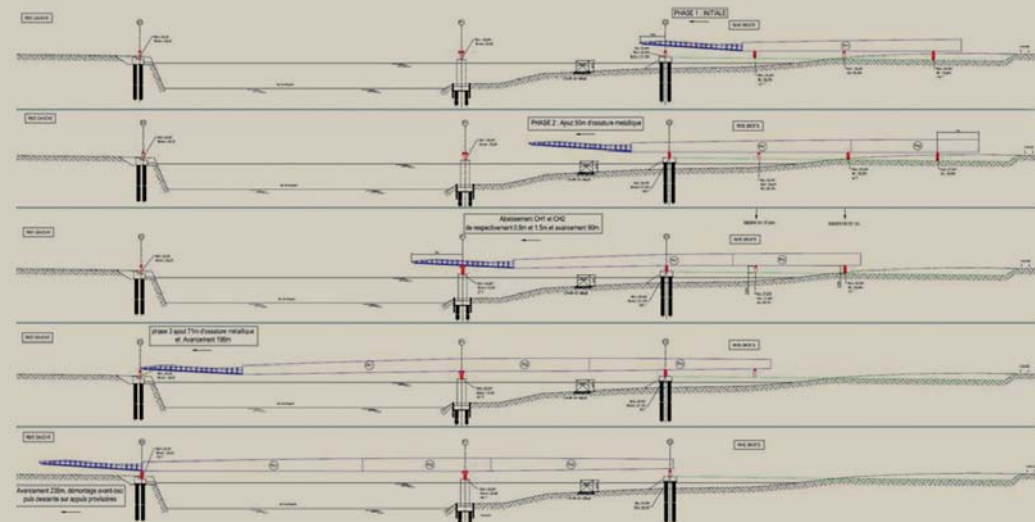
COUPE TRANSVERSALE DE L'OUVRAGE



RÉPARTITION MATIÈRE



CINÉMATIQUE DE LANÇAGE



3- Coupe longitudinale de l'ouvrage.

4- Coupe transversale de l'ouvrage.

5- Répartition matière.

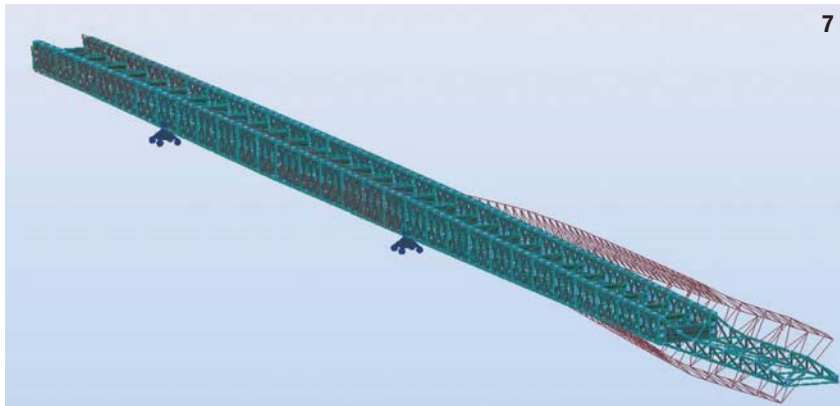
6- Cinématique de lançage.

3- Longitudinal section of the structure.

4- Cross section of the structure.

5- Material breakdown.

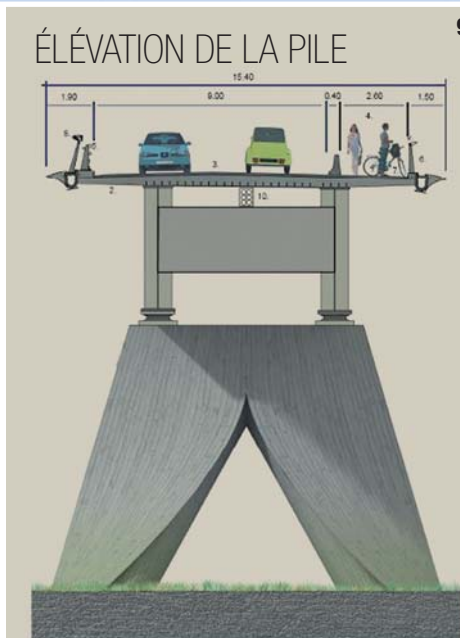
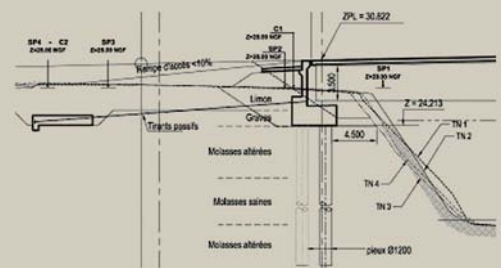
6- Launching kinematics.



7

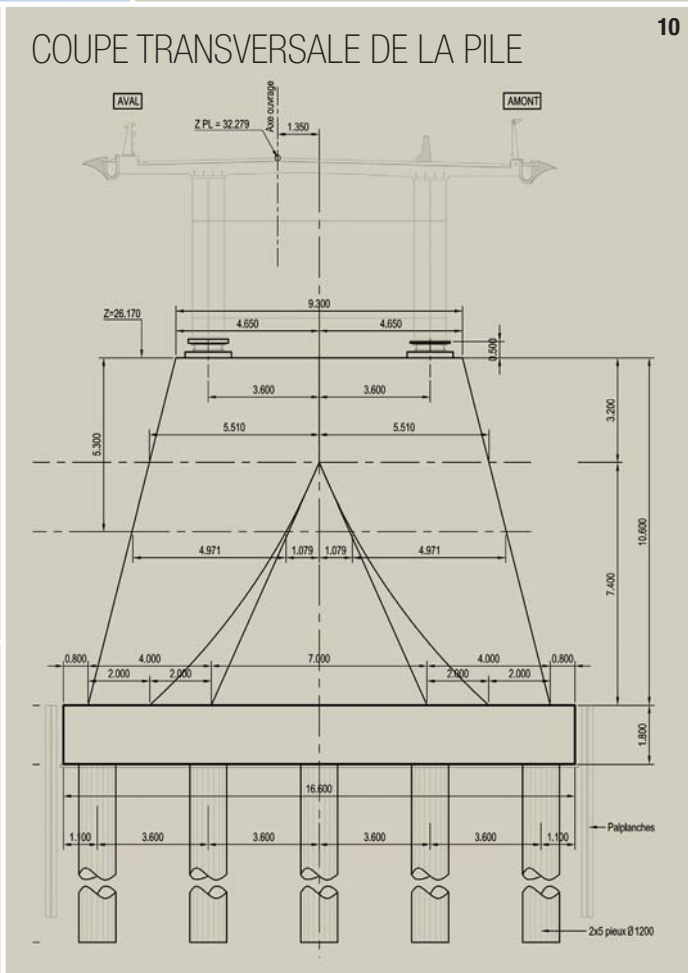
CULÉE RIVE GAUCHE ET DALLE DE FROTTEMENT

8



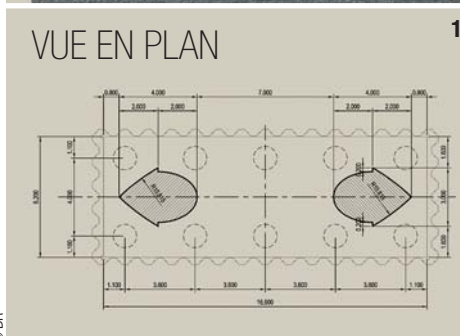
9

ÉLÉVATION DE LA PILE



10

COUPE TRANSVERSALE DE LA PILE



11

VUE EN PLAN

7- Déformée au 37^e mode.
8- Culée rive gauche et dalle de frottement.

9- Élévation de la pile.
10- Coupe transversale de la pile.
11- Vue en plan de la base de la pile.

7- Deformation mode 37.
8- Left bank abutment and friction slab.
9- Elevation view of the pier.
10- Cross section of the pier.
11- Plan view of the pier.

Étude de l'ouvrage en service
Les poutres principales sont constituées d'acier S355 et S460 (figure 5) :
→ S460 au centre de la travée de 126.00 m ainsi que sur la pile ;
→ S355 vers la culée côté CO, dans la zone des foyers de la grande travée ainsi que la travée de 80,00 m.
Les semelles sur pile ont une largeur de 1 150 mm (semelle inférieure) et 1 300 mm (semelle supérieure), leur épaisseur est de 90 mm. Les entretoises courantes sont espacées de 7,00 m et ont des hauteurs variables allant de 1 400 mm à 800 mm. L'espace libre entre la dalle et les éléments trans-

versaux est constant sur tout l'ouvrage et égal à 1,30 m.
L'ouvrage comprend :
→ Sur pile, une hauteur libre de 1 300 mm, une entretoise de 3 000 mm et une hauteur libre de 700 mm pour une hauteur totale de 5 000 mm.
→ Au droit des culées une hauteur libre de 2 200 mm pour une hauteur totale de 3 500 mm.
L'ouvrage comprend 2 nappes de contreventements provisoires : un contreventement principal situé au niveau supérieur des éléments transversaux et un contreventement secondaire situé

à 450 mm de la semelle inférieure de l'ouvrage. Les âmes d'épaisseur 25 mm en travée et 28 mm sur pile comprennent un ou deux raidisseurs longitudinaux.
La dalle est coulée en place par plot à l'aide de deux équipages mobiles et par pianotage pour limiter la fissuration. Le hourdis est coulé en 19 plots.
Étude de l'ouvrage au lançage
Le lançage a été réalisé en 3 phases dont la cinématique est décrite en figure 6. L'ouvrage, muni d'un avant bec de longueur 40,00 m, a été lancé à partir d'une plateforme située côté petite travée. Le système de traction et

de retenue est réalisé à l'aide de treuils, câbles et mouflage.
Le calcul des réactions d'appui, niveaux d'accostage, soulèvements, etc. a été effectué à l'aide d'un logiciel modélisant une poutre (modèle 2D).
Le calcul de la stabilité d'ensemble (déversement) a été vérifié à partir d'un modèle 3D. Les âmes des poutres sont modélisées par un treillis équivalent à un modèle plaque. Ce treillis est composé de diagonales fictives articulées et de montants fictifs encastres.
La méthodologie et les hypothèses de calculs sont tirées de l'article paru dans la revue du CTCIM n° 4-2008 (figure 7). ▷



12 © DR

Il a été calculé un coefficient c_r résultant d'un calcul de flambement généralisé non linéaire. Il en ressort :

$c_r = 4.16$ (10^e mode) avec une nappe de contreventement.

$c_r = 10.08$ (37^e mode) avec deux nappes de contreventements.

Étant donné que le lançage est dimensionnant pour les poutres en porte-à-faux maximal, il a été retenu deux nappes de contreventement, la nappe inférieure ayant des sections plus faibles que la nappe supérieure.

Vérification des sections

Les sections ont été vérifiées suivant l'EC3-1-5 avec raidisseurs longitu-

dinaux dans les âmes – section de classe 3 ou 4 soumise à M+V.

La vérification des montants près de la pile a nécessité le soudage de ces derniers sur la semelle inférieure : cela n'est pas un problème pour cet ouvrage, vis-à-vis de la fatigue, compte-tenu de ses portées.

**LES APPUIS :
CULÉES ET PILE**

Les réflexions sur la problématique liée à la berge très inclinée rive gauche et susceptible de s'éroder en cas de crue car située dans une courbe de la rivière ont conduit l'équipe de conception à :

12- Belvédère.

13- Détail de la frise d'information.

12- Lookout point.

13- Detail of the information frieze panel.

→ Reculer légèrement la culée de la crête ;

→ Mettre en place une dalle de frottement à l'arrière de la culée à une distance suffisante (hors du plan de glissement d'ensemble – figure 8) et reliée au chevêtre par des tirants passifs, permettant ainsi de reprendre les efforts horizontaux (poussées des terres appliquées à la culée). Cette disposition a pour objectif de pérenniser l'appui et par là-même l'ouvrage en cas d'érosion significative de la berge.

La culée est fondée sur 2 files de pieux (3 pieux de diamètre 1 200 mm à l'avant et 2 pieux de diamètre 1 200 à

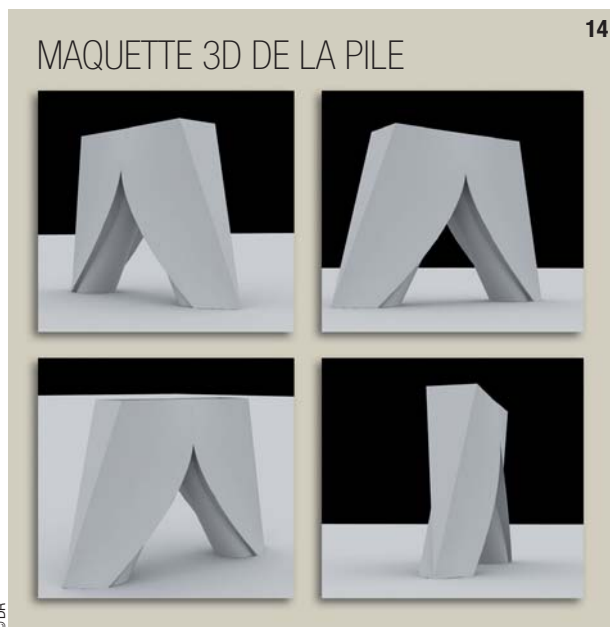
13

<p>l'anguille <i>anguillidés</i></p> <p>♥ 3 à 15 ans 📏 40 à 150 cm 📊 jusqu'à 4kg</p> <p>Vivant alternativement en eau douce et en eau de mer pour la reproduction, l'anguille est un poisson de forme allongée, protégé par une couche de mucus glissant sans écailles. Ses larves, portées par les courants, se métamorphosent en civelles, puis se regroupent à l'embouchure des fleuves. L'espèce est actuellement considérée comme en danger en raison de multiples facteurs tels que la pêche, la pollution de son milieu et le changement climatique notamment.</p> 	<p>la grive draine <i>turdidés</i></p> <p>♥ 11 ans 📏 27 cm 📊 110 à 140 g</p> <p>Vivant dans des zones dégagées à proximité d'arbres pour la nidification, la grive draine s'installe en groupe de 50 individus à compter de la fin de l'hiver. Son nid, une coupe faite de morceaux de bois, d'herbe sèche, de mousse et de racines peut accueillir trois œufs que la femelle couve durant 15 jours. Les oisillons seront ensuite nourris deux semaines par le couple d'oiseaux, avec une alimentation à base d'insectes, de vers et de baies prélevés sur un territoire farouchement défendu.</p> 
<p>le brochet <i>ésocidés</i></p> <p>♥ 70 à 80 ans 📏 30 à 130 cm 📊 2 à 10 kg</p> <p>Le brochet est un poisson carnivore d'eau douce caractérisé par un corps allongé et une grande mâchoire en forme de bec de canard. Il possède de nombreuses dents fortes et acérées sur les deux mâchoires, la langue et le palais. La femelle pond entre 15 000 et 20 000 œufs par kg de son poids qu'elle disperse parmi les herbiers près des berges afin de les protéger. L'alevin se nourrit de plancton et d'insectes tandis que l'adulte chasse principalement des poissons. Il mange occasionnellement des grenouilles, tritons et petits rongeurs.</p> 	<p>la lamproie marine <i>pétromyzontidés</i></p> <p>♥ 9 ans 📏 120 cm 📊 2.5 kg</p> <p>La lamproie marine est un vertébré marin apparenté aux poissons. Elle ne possède pas de mâchoire. La lamproie marine se nourrit du sang des autres poissons grâce à sa bouche circulaire. Équipée de petites dents, elle fait ventouse contre la peau de son hôte, perce sa chair et suce son sang. Si elle passe la plupart de sa vie dans l'Atlantique Nord, la femelle fraie en eau douce, dans des nids peu profonds où elle dépose environ 60 000 œufs recouverts de sable, puis meurt deux à trois mois plus tard.</p> 
<p>l'Homme <i>hominidés</i></p> <p>♥ 100 ans 📏 1.5 à 2 m ♂ 85 kg ♀ 60 kg</p> <p>Espèce en lien avec les primates, quasi glabre, bipède, sociale et ayant développé une forte capacité à créer des outils. C'est aussi l'espèce dominante sur une grande partie de la planète qui transforme considérablement les écosystèmes dans lequel il évolue. Les hominidés sont dotés d'une rare intelligence qui leur donne accès à des capacités qui leur sont propres telles que la conscience et le libre arbitre. Ainsi, chaque individu doué de raison peut être conscient que ses actes ont une répercussion sur son environnement et son futur.</p> 	<p>le vison d'Europe <i>mustellidés</i></p> <p>♥ 5 ans 📏 45 à 55cm ♂ 800-1000 g ♀ 400-600 g</p> <p>Espèce menacée qui a déjà disparu d'une grande partie de son aire d'évolution naturelle. Cette disparition s'explique principalement par la dégradation de ses habitats, les collisions routières, l'empoisonnement de ses proies et la chasse au vison d'Amérique avec lequel il est souvent confondu. Semi aquatique, on le trouve toujours à proximité des points d'eau. Il se repose dans les fourrés épais. Comme le putois, le vison est un carnassier qui se nourrit aussi bien de petits mammifères, de poissons, d'amphibiens et d'oiseaux.</p> 
<p>le milan noir <i>accipitridés</i></p> <p>♥ 23 ans 📏 55 cm 📊 650 à 900 g</p> <p>Rapace brun sombre à la tête brun-gris striée et à la queue légèrement fourchue. Il migre en Europe pendant l'été. Son vol est gracieux et son chant l'un des plus mélodieux parmi les rapaces. Il s'installe généralement près des grands arbres et des formations rocheuses pour nicher. Il est principalement charognard et partage une partie de ses habitudes alimentaire avec les vautours. Souvent présent aux abords des lacs et des cours d'eau.</p> 	<p>le silure glane <i>siluridae</i></p> <p>♥ 20 ans 📏 1 à 2.5 m 📊 0.5 à 100 kg</p> <p>Poisson originaire bassin du Rhin et du Danube, l'espèce s'est largement développée en France durant le siècle passé. Le silure est un carnassier opportuniste qui se nourrit d'une grande partie de la faune des rivières (poissons, amphibiens, ragondins). Il évolue dans les eaux profondes et encombrées, traquant ses proies dans l'ombre à l'aide de ses barbilles. Il est réputé pour être une prise de choix pour les pêcheurs, notamment en raison de sa grande taille.</p> 

© DR

14- Maquette 3D de la pile.
15- Réalisation des pieux de la pile.
16- Coffrage de la pile P1.

14- 3D model of the pier.
15- Execution of pier piles.
16- Formwork for pier P1.



l'arrière). La culée est de type chevêtre sur 2 files de pieux diamètre 1 200 mm forés au travers du remblai contigu. La pile repose sur une semelle de fondation fondée sur 10 pieux de diamètre 1 200 et réalisée à l'abri d'un batardeau en palplanches (figures 9, 10 et 11).

INTÉGRATION ARCHITECTURALE

Les architectes ont travaillé de concert avec leurs partenaires de l'ingénierie pour définir les grandes orientations de l'ouvrage (structure, travées, piles, culées, etc.).

À l'issue de ces choix, ils ont plus spécifiquement développé deux aspects

du projet, favorisant l'intégration du pont dans son contexte le plus large : le belvédère et son garde-corps ; le design de la pile.

Les architectes ont proposé d'implanter un belvédère (image 12), comme une pause dans le parcours des cyclistes et piétons. Profitant de ce temps d'arrêt,

ils ont dessiné une frise d'information (image 13) disposée sur la main courante du garde-corps, fondée sur l'adage « un homme averti en vaut deux ».

Espérant par-là inciter les usagers à la contemplation renseignée d'un site à haute valeur écologique. ▷





21



22



23

et d'éventuels dispositifs de leur remplacement, est d'être rectangulaire : qu'elle en soit ainsi.

La logique du pied de pile conduit à une forme « hydro-dynamique », favorisant l'écoulement des eaux en cas de crue. Elle adoptera donc la forme d'une étrave. Ces deux formes (rectangle et lentille – image 14) sont dès lors reliées entre elles, simplement. Le surplus de matière est ôté en sa partie centrale.

UNE CONTRAINTE DE DÉLAI

« Outre les exigences techniques et économiques, la maîtrise du délai de 21 mois a conduit le groupement concepteur-constructeur à anticiper au maximum les études de conception (l'étude de lancement a par exemple été

21- Déchargement des éléments de la charpente.

22- Assemblage des éléments de la charpente.

23- Fin de lancement de phase 2 – Après accostage de la pile.

21- Unloading frame elements.

22- Assembly of frame elements.

23- End of phase 2 launching – After landing on the pier.

menée dès l'avant-projet, au stade de l'offre). Le planning ci-contre présente les principales phases de l'opération : 6 mois pour la conception (projet, préparation du chantier et études d'exécution) et 15 mois pour les travaux ».

RÉALISATION DE L'OUVRAGE LES FONDATIONS

La pile est fondée sur 10 pieux de diamètre 1 200 mm et de 10 ml de profondeur, forés tubés provisoirement surmontés d'une semelle de 17,40 ml x 6,30 ml.

Les pieux et la semelle ont été réalisés sur la berge de la Dordogne à l'abri d'un batardeau en palplanches PU 22. Les culées sont fondées chacune sur

5 pieux de diamètre 1 200 mm et de 13 ml ou 16,20 ml de profondeur, forés tubés provisoirement (photo 15).

LES APPUIS

La pile est constituée de deux jambes symétriques de formes gauches avec un parement architectural de type planches en bois apparentes. C'est la partie la plus remarquable des élévations de l'ouvrage.

Compte tenu des formes géométriques complexes et des dimensions imposantes de chaque « jambe », il a été décidé de coffrer la pile en deux phases : une jambe après l'autre. Le ferrailage de chaque demi-pile a été entièrement préfabriqué sur une aire d'assemblage bétonnée.

LE VIADUC DU TORRANCHIN À PONTCHARRA-SUR-TURDINE (RHÔNE)

AUTEUR : FLORENT THEVENET, EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS

DANS LE CADRE DE LA CONSTRUCTION DU TRONÇON DE L'AUTOROUTE A 89 ENTRE BALBIGNY ET LA TOUR DE SALVAGNY (AU NORD-OUEST DE LYON), LA SOCIÉTÉ DES AUTOROUTES ASF A CONFIE LA RÉALISATION DE DEUX OUVRAGES PRIORITAIRES AU GROUPE EIFFAGE. LE PONT-RAIL DE PONTCHARRA (PRA 312), CADRE DOUBLE EN BÉTON ARMÉ MATRICÉ ASSURANT LE PASSAGE DE L'AUTOROUTE SOUS LA VOIE FERRÉE, ET LE VIADUC DU TORRANCHIN DE 200 MÈTRES DE LONG PERMETTANT DE FRANCHIR LA VALLÉE SANS DÉNATURER LE SITE.



PARTICULARITÉS DU SITE

La vallée du Torranchin est une vallée étroite bordée par une rivière. L'accès en rive droite du viaduc (culée C3) n'est possible que par une petite route escarpée qui ne permet pas le passage de

1- Viaduc terminé.

1- Completed viaduct.

camions de plus de 26 tonnes. Une telle contrainte géographique a imposé le lançage du tablier depuis la culée C0 (photo 2). Cependant, compte tenu du profil en long de l'autoroute, l'aménagement de la plate-forme de

lançage, a été terrassée dans un déblai de plus de 10 mètres de hauteur. Différents paramètres ont déterminé la longueur de la plate-forme et le nombre de phases de lancement (5 plots de 40 m) : ▷

→ L'altitude de la plate-forme de lançage (3 mètres sous le niveau PST) ;
→ La largeur minimale de la plate-forme d'assemblage de la charpente ;
→ Les volumes de déblais/remblais.
En préalable aux fouilles, pour respecter les contraintes environnementales, il a été nécessaire d'aménager des bassins de décantation et des fossés de protection afin d'éviter toute pollution de la rivière.

LES APPUIS ET FONDATIONS

La géologie du terrain, (rocher sain) à faible profondeur (2 à 3 mètres sous le substratum) en fond de vallée, a permis d'asseoir les piles (P1 et P2) sur une semelle en béton armé de 10 m x 10 m x 2 mètres de hauteur.

Une des culées a été fondée sur une semelle en béton armé et l'autre (C0) sur pieux du fait de la réalisation d'un remblai pour compenser la géométrie du terrain et diminuer la longueur du viaduc.

Les piles du viaduc de géométrie architecturale (ovoïdes creux avec motifs) sont réalisées avec un coffrage spécifique permettant de faire une levée de 2,8 mètres de hauteur tous les trois ou quatre jours. Une première « fausse levée » de hauteur variable est coulée juste sur la semelle pour obtenir ensuite des levées parfaitement identiques jusqu'à la base du chevêtre.

L'accès au coffrage du personnel se fait par une tour escalier assemblée au fur et à mesure de l'élévation de la pile. La circulation des ouvriers tout autour de la pile au droit du coffrage, a été assurée à l'aide de consoles bâtiments.

Le marché imposant un béton de teinte claire et homogène sur les piles, la centrale à béton (société BML) a réservé un silo à l'usage exclusif des piles. Ceci a permis de minimiser les nuances de ciment (Ciment Lafarge, centrale du Teil) et d'obtenir un parement de très belle qualité.

Les chevêtres des piles sont de véritables œuvres d'art tant au niveau de leurs formes architecturales qu'au niveau des contraintes techniques de construction. En effet, leur géométrie a nécessité la fabrication d'un coffrage spécifique en trois dimensions (photos 3 et 4).

Les principales caractéristiques des chevêtres sont les suivantes :

- 9 m de déport de l'axe de la pile ;
- 7 m de hauteur ;
- 320 m³ de béton.

De par leur dimension imposante, il a fallu concevoir un plancher de travail au



2- Viaduc en cours de lançage (arrière-plan palée et chevêtre après décoffrage).
3- Coffrage des chevêtres.
4- Pile terminée.

2- Viaduc undergoing launching (in the back-ground, bent and crossbeam after formwork removal).
3- Crossbeam formwork.
4- Completed pier.

sommet des piles permettant de supporter le poids du béton et l'encombrement des coffrages.

L'importance des charges à reprendre, la hauteur des piles et la faible place disponible au sol, ont induit une solution technique originale : réaliser une palée provisoire en profilé métallique (photo 5). Cette solution a été de loin la plus fiable et la plus économique.

Le plancher de travail est constitué de deux poutres principales en HEB 900, puis de poutres secondaires en HEB 240 et de plateaux coffrant renforcés. Ce plancher repose au sol grâce à 2 palées arrimées à la pile.

Compte tenu des efforts liés à la géométrie des chevêtres et au poids du tablier, il a été nécessaire de placer des câbles de précontraintes d'une extrémité à l'autre d'un chevêtre.

La mise en tension de ces câbles s'est faite en deux phases pour reprendre progressivement les efforts et ne pas endommager la structure du béton.

Phase 1 - Première tension après bétonnage du chevêtre.

Phase 2 - Deuxième tension après mise en place de la charpente.

Les équipes d'Eiffage TP ont réalisé le premier chevêtre en moins de 2 mois et le deuxième en 6 semaines.

→ Assemblage de la palée et du plancher de travail : 2 semaines.

→ Pose de la sous face du coffrage : 2 semaines.

→ Ferrailage du chevêtre : 2 semaines.

→ Fermeture du coffrage : 1 semaine.

→ Bétonnage : une journée de 16h (cadence maximale de bétonnage 20 m³/heure pour limiter les efforts dans la structure).

5- Palée provisoire et chevêtre terminé.

6- Tablier avant bétonnage.

5- Temporary bent and completed crossbeam.

6- Deck before concreting.

LA RÉALISATION DU TABLIER

Le tablier est constitué de deux poutres principales de plus de 2,60 m de hauteur et de multiples traverses. L'ensemble des pièces de charpente a été fabriqué par Eiffel dans l'usine de Lauterbourg (Bas-Rhin). Le tout a été acheminé par convoi exceptionnel au chantier.

L'assemblage d'un tronçon de trente mètres a nécessité 3 semaines de montage (photo 6).

Lors de la mise au point des études, le chantier a opté pour la pose des pré-dalles participantes avant poussage de la charpente. Cette solution, adaptée aux difficultés d'accès, permet de limiter les contraintes de pose des pré-dalles au dessus du viaduc.

Le dispositif de traction pour le poussage de la charpente était constitué d'un treuil positionné en fond de plateforme et d'un moufle ancré sur la culée. Une fois la charpente en place, le bétonnage du hourdis du tablier a été réalisé par plots alternés de 20 m de longueur. Le phasage et la position des plots ont été déterminés par le bureau d'études d'Eiffage TP afin de limiter les déformations de la charpente sous le poids du béton frais et d'éviter ainsi toute fissuration du béton du tablier.



5



6

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : ASF

MAÎTRE D'ŒUVRE : Egis Route

CONSTRUCTEUR : Eiffage Travaux Publics

GROUPEMENT : Eiffage TP (mandataire) / Forézienne d'Entreprises / Eiffel

BUREAU D'ÉTUDES : Cogeci

La totalité du hourdis a été bétonnée en 20 jours a représenté un volume de plus de 1 000 m³ de béton. L'étanchéité et les divers équipements (BN4, caniveaux, écran acoustiques) ont été ensuite posés.

L'ouvrage a été réalisé dans un délai extrêmement serré (13 mois) et ce, malgré des conditions météorologiques pas toujours clémentes dans cette région. La préparation de chantier a permis de bien définir les méthodes de construction inhérentes à cet ouvrage. La qualité de l'ouvrage et aucun accident répertorié sont le résultat d'une part du professionnalisme des équipes et d'autre part de l'adéquation des moyens aux choix des techniques de construction.

Aujourd'hui l'ouvrage est parfaitement intégré au site ce qui témoigne de la qualité de la prestation réalisée. □

ABSTRACT

TORRANCHIN VIADUCT AT PONTCHARRA-SUR-TURDINE (RHONE REGION)

FLORENT THEVENET, EIFFAGE

For the construction of the A 89 motorway section between Balbigny and Tour de Salvagny (northwest of Lyon), the motorway company ASF awarded Eiffage Group a contract for the construction of two priority structures. The Pontcharra railway bridge (PRA 312), a double frame in pattern imprinted reinforced concrete allowing the motorway to pass under the railway line, and the 200-metre long Torranchin viaduct making it possible to pass through the valley without denaturing the landscape. □

EL VIADUCTO DEL TORRANCHIN EN PONTCHARRA-SUR-TURDINE (RÓDANO)

FLORENT THEVENET, EIFFAGE

En el marco de la construcción del tramo de la Autopista A 89 entre Balbigny y la Tour de Salvagny (al Noroeste de Lyon), la concesionaria de autopistas ASF ha confiado la realización de dos estructuras prioritarias al grupo Eiffage. El puente ferroviario Pontcharra (PRA 312), marco doble de hormigón armado estampado que permite el paso de la autopista bajo la vía férrea, y el viaducto del Torranchin, de 200 metros de longitud, permite atravesar el valle sin desnaturalizar el emplazamiento. □

OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DU BONNANT À ST-GERVAIS (HAUTE-SAVOIE)

AUTEURS : CHRISTOPHE OUTTERYCK, CHEF DE PROJET -
LUC VANDEMOORTELE - CHRISTOPHE CÉZARD - GILLES FRANTZ, EGIS JMI

LE CONTOURNEMENT DE LA VILLE DE SAINT-GERVAIS-LES-BAINS, EN HAUTE-SAVOIE, A FAIT L'OBJET D'UN CONCOURS D'INGÉNIERIE POUR LE FRANCHISSEMENT DE LA GORGE DU BONNANT. LA CONCEPTION D'UN OUVRAGE EXCEPTIONNEL A PERMIS AUX ÉQUIPES D'EGIS JEAN MULLER INTERNATIONAL (JMI) ET DE STRATES DE RÉPONDRE AUX EXIGENCES DE CE SITE PARTICULIÈREMENT CONTRAINT : GORGE PROFONDE, VERSANTS ÉLOIGNÉS, TRACÉ BIAIS PAR RAPPORT À L'UN DES VERSANTS, ZONE SISMIQUE, EMPRISE RÉDUITE ENTRE VERSANTS ET GIRATOIRE DE LA SECTION COURANTE. LE CHOIX DE CONCEPTION S'EST PORTÉ SUR UN PONT À POUTRES À TROIS TRAVÉES, CULÉES SUSPENDUES ET TABLIER À TREILLIS MIXTE EN BÉTON PRÉCONTRAIT.

LE CONTOURNEMENT DU BOURG DE LA COMMUNE DE ST-GERVAIS

La ville thermale de Saint-Gervais-les-Bains, point de départ privilégié vers le massif du Mont-Blanc, voit le nombre de véhicules qui la traversent augmenter fortement durant la saison touristique. Afin de détourner du centre ville cet afflux croissant de trafic, il a été décidé de créer une liaison urbaine entre la RD 902 et la RD 909.

Cette liaison RD 902 - RD 909 d'une longueur d'environ 710 mètres comprend plusieurs aménagements et travaux. L'ouvrage de franchissement du Bonnant s'inscrit dans le cadre de ces aménagements (figure 2).

CONTRAINTES LIÉES AU SITE

La brèche, d'une profondeur de 80 mètres, présente une topographie très tourmentée. La gorge, difficilement accessible, présente en son fond de nombreux blocs rocheux, le biais marqué du franchissement accentuant d'autant plus ces contraintes topographiques (photo 1).

En amont de St-Gervais, la gorge du Bonnant suit une ligne de faille qui a brisé le socle rocheux de la vallée. Au droit du site, le passage de cette faille est masqué par une forte épaisseur de moraines, puis d'alluvions fluvio-glaciaires ; mais elle est clairement décelable par la comparaison des falaises rocheuses des deux rives.



Le substratum est constitué de roches sédimentaires du Trias (calcaire dolomitique, grès quartzitique), de faciès assez changeant. Celles-ci sont très dures, fracturées, avec des passages broyés. Les plans de stratification sont inclinés de 25 à 40° vers le Sud-Ouest, ce qui n'est pas favorable à la stabilité des fouilles taillées dans la rive droite. La rive gauche est plus exposée encore au risque de chute de blocs rocheux, car les trois familles de fractures repérées par les reconnaissances découpent dans la falaise des dièdres potentiellement instables. La couverture morainique de la terrasse rive gauche est compacte (vitesse sismique de 1 500 à 2 000 m/s) mais elle est surmontée

par 4 à 5 mètres de terrains meubles : alluvions récentes du Bonnant, limons tapissant le lit du ruisseau... Ces derniers sont susceptibles de tasser sous le poids des remblais de la nouvelle voie. En rive droite, le rocher sain (vitesse sismique supérieure à 3 000 m/s) est reconnu vers 7 mètres de profondeur. Il est recouvert par une couche moyennement compacte (moraine ou roche altérée), puis par près de 2,5 mètres de sol meuble (colluvions argileuses) à la limite de la stabilité. Le site est classé en zone sismique de catégorie 1b ; l'ouvrage est considéré comme appartenant à la classe C des ponts à risque normal. L'action sismique est caractérisée par une accélération nominale de 2m/s².



1- Une brèche à franchir de 80 m de profondeur.

1- A gap 80 m deep to be crossed.

© STRATES



AMÉNAGEMENTS PRÉVUS POUR LE CONTOURNEMENT DE ST-GERVAIS

- 1- L'ouvrage d'art de franchissement du torrent du Bonnant d'une longueur de 240 mètres ;**
- 2- Une voie nouvelle de 410 mètres enjambant le parking de la remontée mécanique du Bettex (télécabines) comprenant également un ouvrage à deux travées de 16,25 mètres de type dalle précontrainte ;**
- 3- Un giratoire à trois branches, raccordant le projet sur la RD 909 (direction Megève/Sallanches et Saint-Gervais-les-Bains) ;**
- 4- Un giratoire intermédiaire à quatre branches, permettant l'accès au parking de la télécabine et au lieu dit « le châlelet », ainsi qu'au futur centre de secours ;**
- 5- Un giratoire à quatre branches, raccordant le projet à la RD 902 (directions Le Fayet et centre ville de Saint-Gervais-les-Bains) et permettant l'accès au parking ;**
- 6- L'aménagement d'une petite place urbaine bordée par un belvédère en surplomb du Bonnant.**

L'éclairage de la liaison fait aussi partie des travaux.

2

BESOINS FONCTIONNELS DE LA VOIE PORTÉE

À terme, cette liaison permettra le trafic de transit afin de désengorger le centre ville, et rapprochera les deux rives du Bonnant avec des habitats résidentiels et des remontées mécaniques rive gauche puis des hôtels et commerces en rive droite. Cette voie à caractère urbain prend en considération les besoins des diverses catégories d'utilisateurs. La coupe fonctionnelle propose ainsi (figure 4) :

- Des trottoirs d'une largeur de 1,50 mètres avec une pente maximale à 2 % pour permettre aux personnes à mobilité réduite d'emprunter la voie ;
- Des pistes cyclables d'une largeur de 1,50 mètres ;



→ Une chaussée comprenant deux voies de circulation de 2,95 mètres.

APPROCHE CONCEPTUELLE ET ARCHITECTURALE

L'une des préoccupations majeures des concepteurs, d'Egis JMI et de Strates, était de ne pas entrer en compétition avec le paysage majestueux offert par la vallée de l'Arve et donnant sur les montagnes alpines. Pour cette raison le choix s'est orienté vers une structure au-dessous du tablier, en opposition avec une structure en bow-string par exemple ou suspendue. Pour des raisons topographiques et de mise en perspective, la possibilité de s'appuyer en fond de gorge a été évitée. L'analyse s'est alors orientée vers une solution fine et aérée dont voici quelques axes de recherche :

Arc encastré placé sous le tablier (figure 5)

Une solution en arc semble naturelle dans ce type de brèche. Mais, si le geste se marie bien avec une coupe

de la gorge, il est plus délicat si l'on prend en compte le biais, à cause de la position basse des arrivées des arcs dans la paroi. Entre autres les accès aux pieds de l'arc sont particulièrement délicats.

S'ajoutent à ces difficultés de construction des conditions géotechniques peu propices à ce type de structure qui est caractérisé par des poussées horizontales importantes.

Or la brèche suit une ligne de fracture et les relevés géotechniques mettent en évidence des comportements mécaniques différents pour chacune des rives.

Tablier à deux consoles encastrées (figure 6)

On pourrait également envisager de renoncer à tout effet d'arc, en reliant les deux consoles encastrées par une pièce de jonction qui ne transmettrait qu'un effort tranchant et un effort normal, pas de moment.

Un système statique de ce genre a été utilisé par EGIS JMI pour franchir

3- Photomontage du projet.

4- Coupe fonctionnelle de la voie portée.

3- Photo-montage of the project.

4- Functional section of the bridge roadway.

le Bras de la Plaine à la Réunion, par une travée de 280 mètres. Cette solution, où les extrémités du tablier sont directement encastrées dans le sol, a été envisagée.

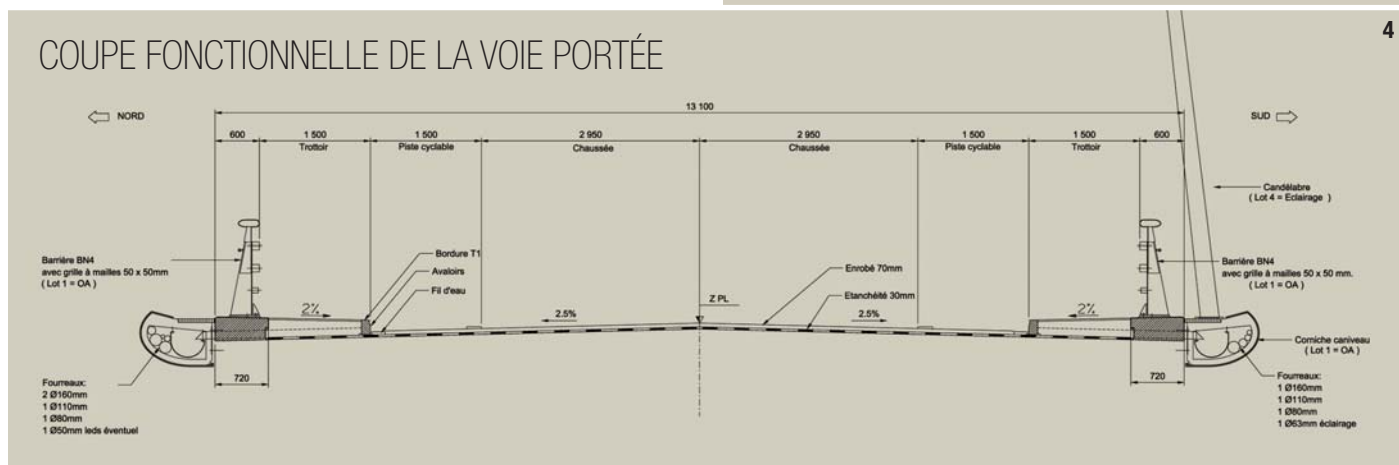
Poutre continue (figure 7)

Un moyen d'atténuer les effets des séismes sur le tablier est de le faire reposer sur des appareils d'appui en caoutchouc fretté de grandes dimensions, qui jouent le rôle d'amortisseurs. Après avoir analysé un certain nombre de solutions, nous avons proposé cet

L'OUVRAGE EST COMPOSÉ DE 4 FAMILLES DE PRÉCONTRAINTE

- La précontrainte de fléau,
- La précontrainte de continuité centrée sur le hourdis inférieur de la travée centrale,
- La précontrainte des diagonales tendues,
- La précontrainte externe en cas d'aménagement pour le passage du Tramway du Mont-Blanc.

COUPE FONCTIONNELLE DE LA VOIE PORTÉE



4

© EGIS JMI



- 5- Arc encastré placé sous le tablier.
- 6- Tablier à deux consoles encastrées.
- 7- Poutre continue.
- 8- Structure définitive retenue.

- 5- Fixed arch located under the deck.
- 6- Deck with two fixed cantilevered beams.
- 7- Continuous beam.
- 8- Final structure chosen.

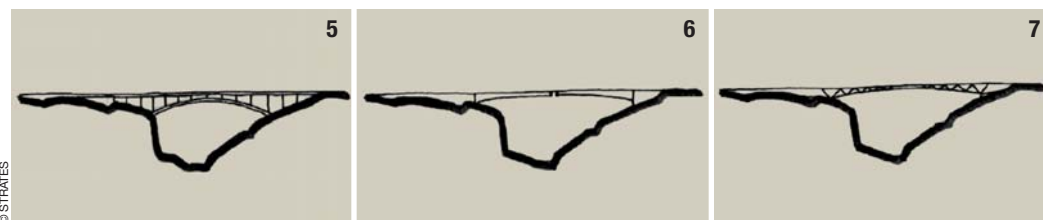
ouvrage qui permet de libérer l'emprise de la brèche de toute structure porteuse et d'apporter transparence et élancement. Par ailleurs ce type de structure permettrait aux concepteurs de tirer le meilleur parti de leurs expériences passées et de les optimiser, en reconduisant d'une part le concept des travées de rive courtes avec « culées inversées », tel que mis en œuvre sur les ouvrages non courants de la Route des Tamarins à la Réunion, et d'autre

part, le concept d'une travée centrale performante, légère et transparente dans la même veine que ce qui avait été conçu pour le pont sur le bras de la Plaine à la Réunion.

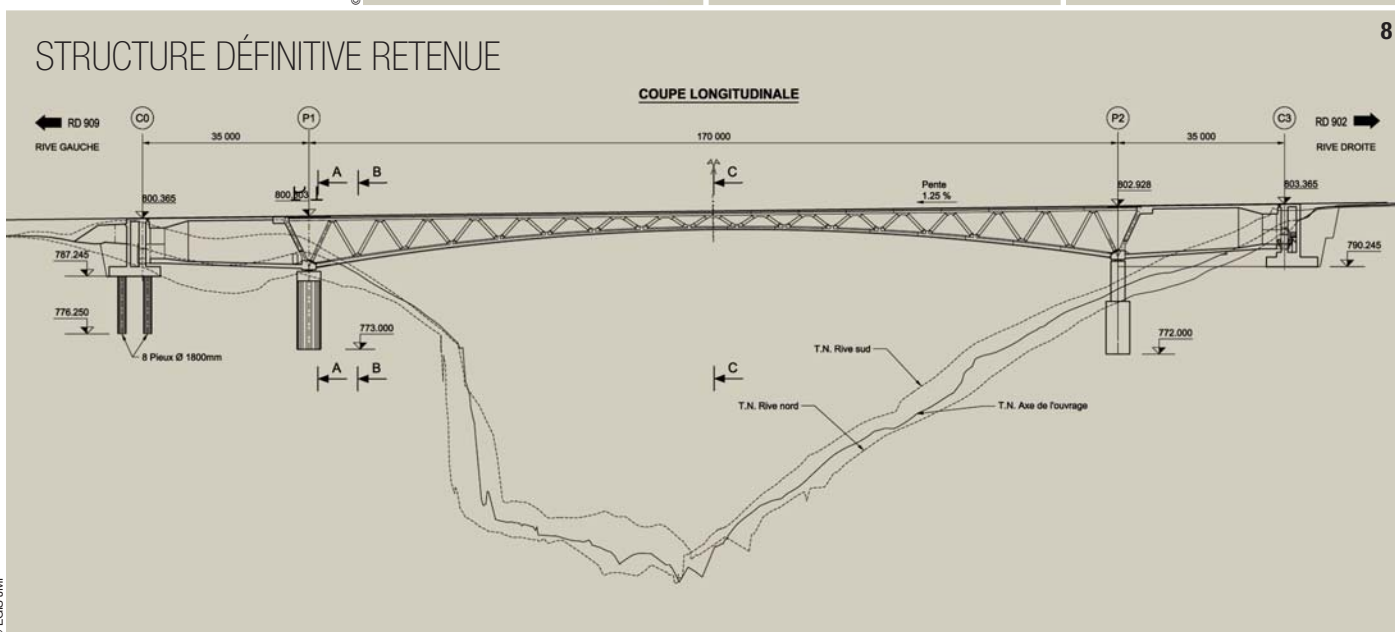
STRUCTURE DÉFINITIVE

Le souci d'insérer au mieux l'ouvrage dans son site a fait éliminer toutes les solutions susceptibles d'apporter un élément technique « incongru » dans les vues du grand paysage : pylônes, mâts, arcs de suspension.

La protection de l'ouvrage contre les séismes a orienté sa conception. En effet, vu la topographie accidentée du site et le franchissement d'une faille, on peut craindre une amplification des sollicitations sismiques. Les concepteurs ont donc préféré écarté les structures rigides encastrees directement dans les versants, parce que ceux-ci leur imposeraient des déplacements discordants auxquels elles ne sauraient s'adapter sans dommage.



© STRATES



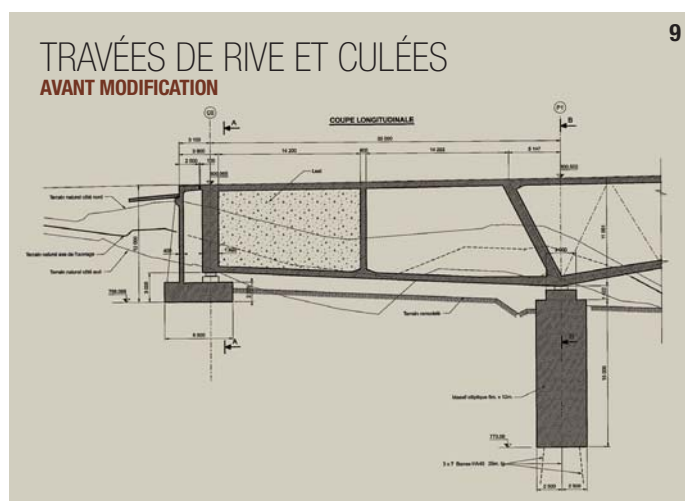
© EGIS JMI

Afin d'isoler le tablier des vibrations du sol, ont été interposés, entre le tablier et ses appuis, des blocs de caoutchouc fretté de grande épaisseur, jouant le rôle d'amortisseurs. Ce choix passe par un schéma statique de poutre continue à trois travées (figure 8).

Le biais, la topographie et la géologie fixent la position des piles de part et d'autre de la gorge, et le carrefour avec la RD 902 fixe celle de la culée rive droite. Cela a eu pour conséquence de distribuer les portées de la façon suivante : 35 mètres, 170 mètres, 35 mètres. Ce déséquilibre entre travées de rive et travée centrale a eu un impact significatif sur la conception de l'ouvrage, en particulier pour les travées de rive et les culées.

Initialement la structure était conçue de manière à ce que les travées de rive puissent faire office de contrepoids d'une travée centrale fine et légère ; pour ce faire les travées de rive étaient lestées (figure 9).

Cette solution ne permettait pas de reprendre intégralement le poids de



la travée centrale compte tenu de sa longueur, et les réactions d'appui sur culées étaient amenées à changer de signe, ce qui n'était pas satisfaisant.

Pour que l'idée directrice guidant la conception de l'ouvrage soit simple et claire, les concepteurs ont préféré opter pour une structure plus légère dont la

répartition des masses permet le maintien de réactions négatives sous chaque combinaison de service, nécessitant la mise en œuvre d'appareils d'appui inversés sur culées (figure 10).

Les travées de rive ont été revues, le lest interne supprimé, et une connexion du type tenon mortaise entre travées

de rive et culées a été mise en place. Les appareils d'appui à pot ont été inversés et placés en partie supérieure des tenons, et les culées ont vu leur poids augmenter.

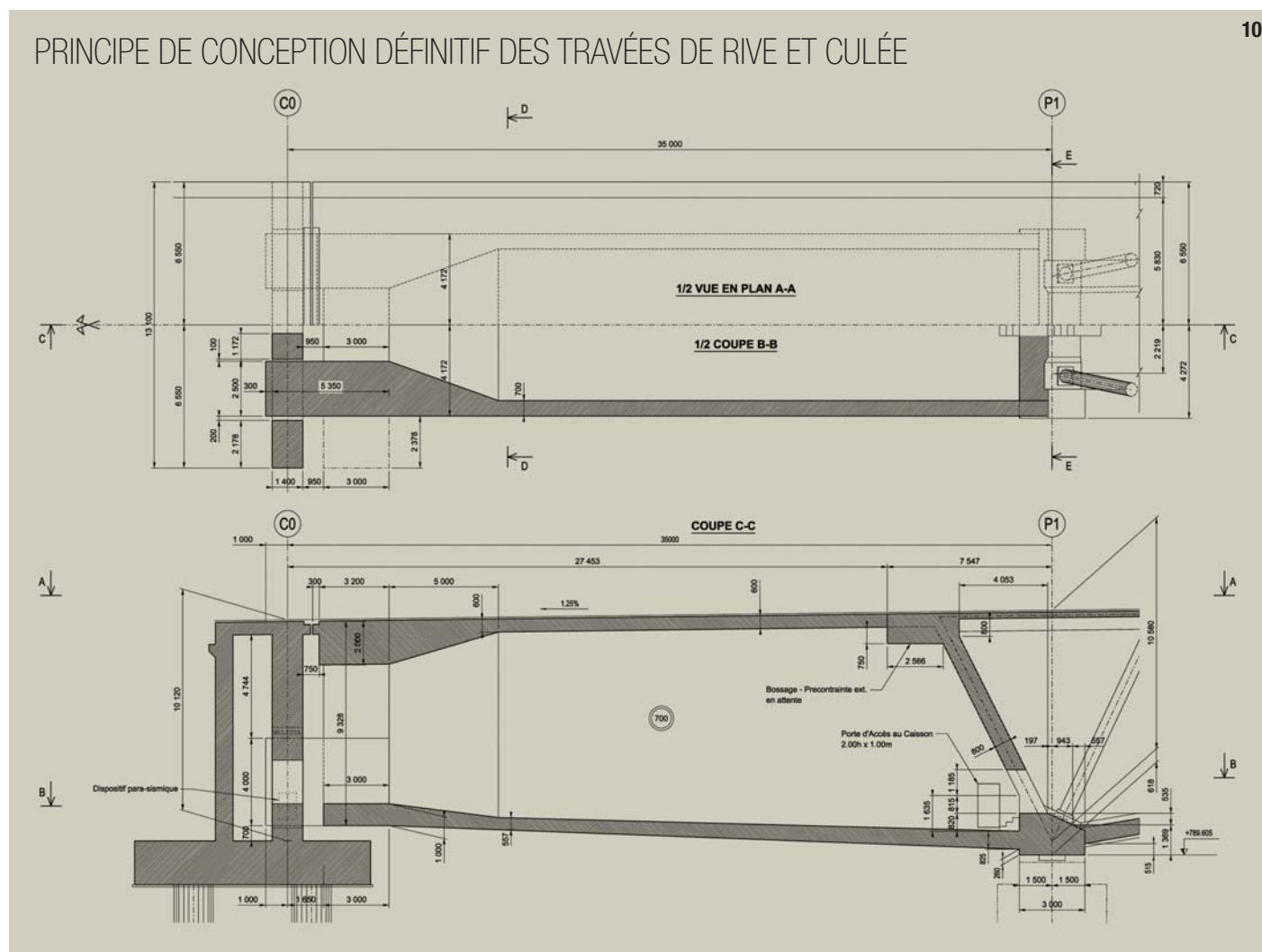
Au final les travées de rives sont constituées de caissons en béton précontraint, tandis que la travée centrale a

9- Travées de rive et culées avant modification.

10- Principe de conception définitif des travées de rive et culée.

9- End spans and abutments before alteration.

10- Final design principle of end spans and abutment.



11- Planning prévisionnel simplifié.

12- Flexion longitudinale.

13- Caractéristiques mécaniques des sections et positionnement de la précontrainte.

14- Édition de la précontrainte et vérification des commandes ST1.

15- Contraintes normales dans le hourdis supérieur sous surcharges routières.

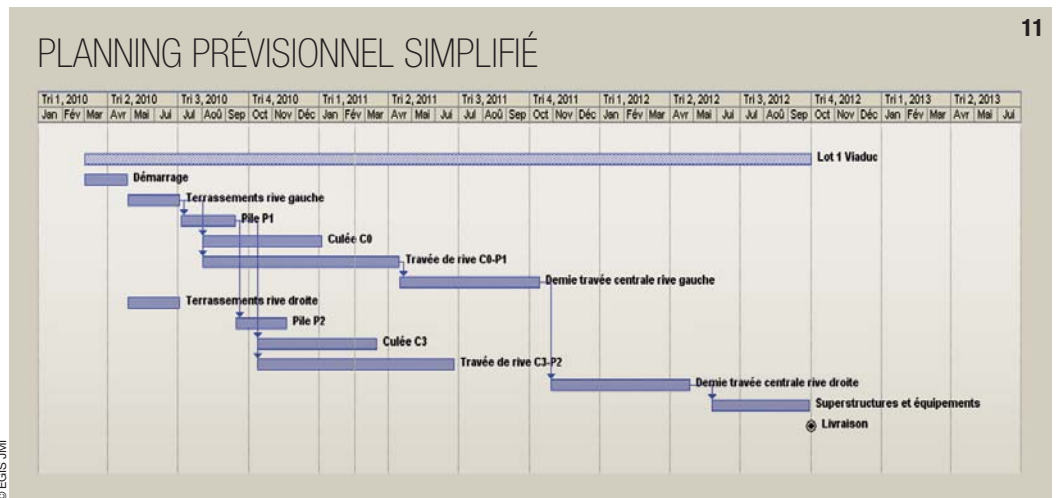
11- Simplified forecast schedule.

12- Longitudinal bending.

13- Mechanical properties of the sections and positioning of prestressing.

14- Prestressing printout and verification of ST1 commands.

15- Normal stresses in the top slab under road live loads.



une structure mixte en treillis, associant des diagonales en acier (tubes S355/S460) et des membrures en béton à haute performance (C60/75) également précontraintes.

Pour ce qui est des appuis, la culée C0 est fondée sur 8 pieux de diamètre 1 800 mm, la pile P1 repose sur deux puits marocains circulaires de 5 mètres de diamètre, la pile P2 repose sur un puits marocain elliptique de 5 mètres x 12 mètres, la culée C3 repose sur une semelle superficielle.

PRINCIPE DE CONSTRUCTION ET PLANNING

- Terrassements / soutènements / culées.
- Exécution des puits marocains et des fûts de pile.
- Construction des travées de rive sur centre.

→ Mise en place des équipages mobiles et construction de la travée centrale par encorbellements successifs.

→ Clavage des fléaux.

→ Repli des équipages mobiles, mise en place des superstructures...

Le planning prévisionnel des travaux est présenté en figure 11.

EXEMPLES D'ÉTUDES MENÉES

La flexion longitudinale de l'ouvrage a été étudiée à l'aide du programme ST1 du SETRA (figure 12).

Compte tenu du degré de technicité de cette structure et de plusieurs points délicats nécessitant de nombreuses itérations d'étude, Egis JMI a élaboré un logiciel autour du programme ST1 (figures 13,14 & 15).

Dans un premier temps, l'ouvrage a été paramétré et, via une interface gra-

phique, la définition des sections, des barres et de leurs excentremets a été vérifiée, et le phasage de construction validé.

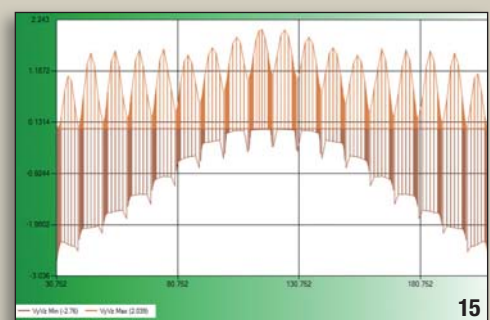
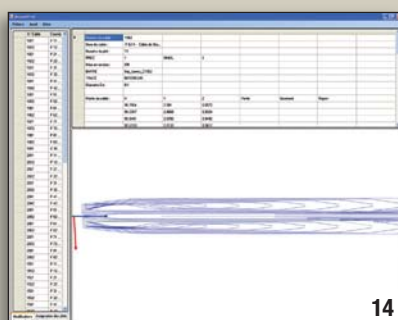
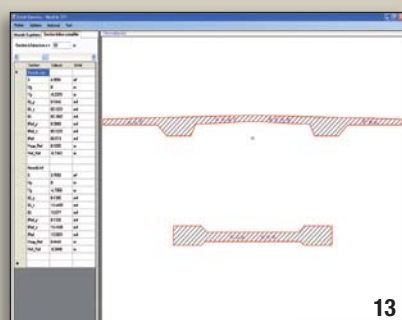
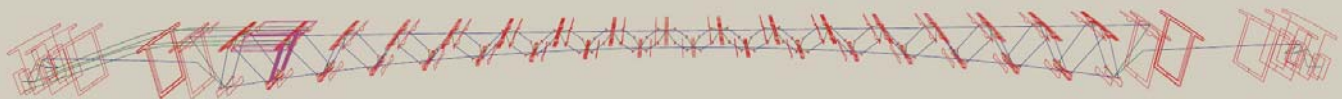
À partir de la définition structurelle, les fichiers ST1 correspondants ont été générés ; les calculs ont été lancés et les résultats récupérés puis analysés suivant les justifications réglementaires.

ÉTUDE DU SÉISME

Elle a été menée à l'aide du logiciel SCIA Engineer. Les éléments utilisés pour cette étude sont des barres pour les bracons, et des plaques pour les éléments des travées de rive et les hourdis inférieur et supérieur de la travée centrale. Cette étude a été réalisée en deux parties :

- Une première étude en construction avant clavage des deux fléaux (figure 16) ;

FLEXION LONGITUDINALE



→ Une seconde étude en service avec des hypothèses de séisme nominal (figure 17).

Des exemples de résultats de l'étude sismique en service sont présentés en figure 18.

POINT D'ÉTAPE

L'exécution de cet ouvrage a débuté en mars 2010. Durant l'année 2010, les fondations ainsi que la culée C0 ont été réalisées. Au printemps 2011 la construction de la travée de rive entre la culée C0 et la pile P1 sera achevée, la construction du premier fléau pourra alors commencer.

L'ouvrage se terminera en octobre 2012, ce qui amènera à faire un point intermédiaire lorsque l'ouvrage sera significativement engagé. □

16- Étude en construction avant clavage des deux fléaux.

17- Étude en service avec des hypothèses de séisme nominal.

18- Étude sismique en service.

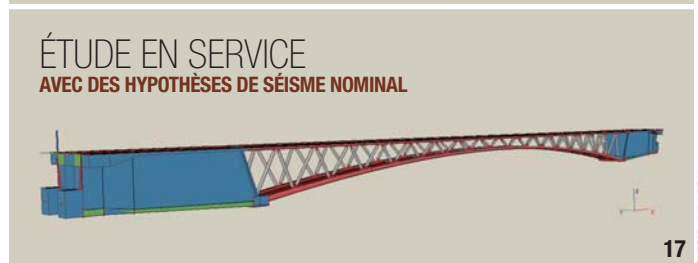
16- Study during construction before keying of the two cantilever sections.

17- Study in service with nominal earthquake assumptions.

18- Seismic study in service.



16



17

CHIFFRES-CLÉS

LONGUEUR DES TRAVÉES DE L'OUVRAGE : 35 + 170 + 35 mètres

LARGEUR UTILE : 11,90 mètres

VOLUME DE BÉTON - TRAVÉE CENTRALE : 1 690 m³ en C60/75

VOLUME DE BÉTON - TRAVÉES DE RIVE : 2 140 m³ en C35/45

ACIERS LAMINÉS - DIAGONALES MÉTALLIQUES : 160 tonnes

DÉBUT DES TRAVAUX : Mars 2010

FIN DES TRAVAUX : Octobre 2012

PRINCIPAUX ACTEURS DU PROJET

MAÎTRISE D'OUVRAGE : Le Conseil Général de la Haute-Savoie

CONCEPTEUR - MAÎTRISE D'ŒUVRE : Egis - Jean Muller International

ARCHITECTE : Strates

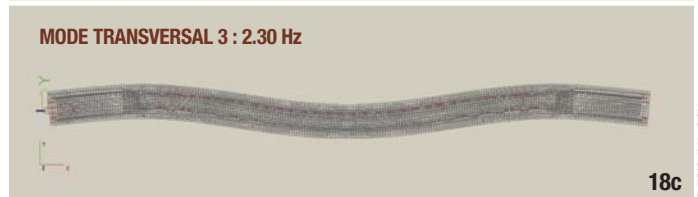
GROUPEMENT D'ENTREPRISES : DV Construction (mandataire) - VSL France - Benedetti - COGECI (études d'exécution)



18a



18b



18c

ABSTRACT

BRIDGE OVER THE BONNANT AT ST-GERVAIS (HAUTE-SAVOIE REGION)

CHRISTOPHE OUTTERYCK - LUC VANDEMOORTELE - CHRISTOPHE CÉZARD - GILLES FRANTZ, EGIS JMI

For the bypass around the town of Saint-Gervais-les-Bains, in the Haute-Savoie region, an engineering design contest was held for the crossing over the Bonnant gorge. An exceptional structural design enabled the teams of Egis Jean Muller International (JMI) and Strates to meet the requirements of this extremely constrained site: deep gorge, distant slopes, route slanting relative to one of the slopes, seismic zone, little available land between slopes and roundabout on the continuous section. The design option selected was a three-span girder bridge, with suspended abutments and a composite truss deck in prestressed concrete. □

OBRA DE CRUCE DEL RÍO BONNANT EN ST-GERVAIS (ALTA SABOYA)

CHRISTOPHE OUTTERYCK - LUC VANDEMOORTELE - CHRISTOPHE CÉZARD - GILLES FRANTZ, EGIS JMI

La circunvalación de la ciudad de Saint-Gervais-les-Bains, en Alta Saboya, ha sido objeto de una licitación de ingeniería para el paso de la garganta del río Bonnant. El diseño de una estructura excepcional ha permitido que los equipos de Egis Jean Muller International (JMI) y de Strates respondan a las exigencias de este emplazamiento particularmente difícil: garganta profunda, vertientes alejadas, trazado oblicuo respecto a una de las vertientes, zona sísmica, superficie reducida entre vertientes y rotonda del tramo recto. La elección de diseño recayó en un puente de vigas de tres tramos, estribos suspendidos y tablero con entramado mixto de hormigón pretensado. □



CONCEPTION DU VIADUC HAUBANÉ SUR L'OUED BOUREGREG (MAROC)

AUTEURS : M. BOUJEMAOUI, ADM - M. ELOUALIDI, ADM - H. VADON, STRATES - E. BELLANGER, F. ROCA, G. LATALLERIE ET G. VIEL, SETEC TPI - A. ERRIDAQUI, MAROC SETEC - J. MARLINGE ET H. LE BISSONNAIS, TERRASOL

SITUÉ SUR L'AUTOROUTE DE CONTOURNEMENT DE RABAT, AU MAROC, L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DU BOUREGREG SERA UN PONT HAUBANÉ D'UNE LONGUEUR TOTALE DE 954,30 M. LA CONCEPTION ARCHITECTURALE ALLIE MODERNITÉ ET INFLUENCES DE LA CULTURE MAROCAINE TRADITIONNELLE. LE MARCHÉ DE CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE A ÉTÉ ATTRIBUÉ AU GROUPEMENT D'ENTREPRISES CHINOISES COVEC ET MBEC POUR UN MONTANT INITIAL DE 56,5 MILLIONS D'EUROS. LES TRAVAUX ONT COMMENCÉ MI-2010 ET LA LIVRAISON DEVRAIT INTERVENIR AU PRINTEMPS 2013.

FRANCHIR LA VALLÉE DU BOUREGREG

Le contournement autoroutier de Rabat, inscrit dans les grands projets du contrat-programme entre l'État marocain et la Société nationale des autoroutes du Maroc (ADM) au titre de la période 2008-2015, porte sur la construction d'un secteur de 41,1 km d'autoroute à 2 x 2 voies (36 km en site propre et 5,1 km de transformation en autoroute de la rocade externe).

Ce projet comporte :

→ Une bifurcation et quatre échan-

geurs (bifurcation avec l'autoroute Casablanca-Rabat, échangeur de Tamesna sur la RR403, échangeur de Sala Al Jadida et échangeur sur la rocade externe de Rabat-Salé) ;

→ Trois viaducs dont un haubané sur les oueds d'Yqem, Akkrach et Bouregreg (pont à haubans) ;

→ 38 ouvrages de rétablissement : 14 passages supérieurs (PS), 16 passages inférieurs (PI), 6 passages véhicules 5 x 5 m (PV) et 2 passages piétons 2,5 x 2,5 m (PP).

Parmi les viaducs à réaliser, l'ouvrage de franchissement de la vallée du Bouregreg a fait l'objet d'une volonté spécifique de la part d'ADM, qui a étudié plusieurs variantes, des ponts à poutres aux ponts haubanés, à la recherche de la meilleure solution technique et de la solution la plus marquante pour ce franchissement exceptionnel. L'objet du présent article est de présenter la conception de la solution pont haubané, retenue à l'issue de l'APS, et dont les travaux ont commencé mi-2010.

TOPOGRAPHIE, GÉOLOGIE, GÉOTECHNIQUE, HYDROLOGIE

Le site de franchissement de l'oued Bouregreg par l'autoroute est situé à l'intérieur des terres, à une quinzaine de kilomètres en amont de la ville de Rabat (figures 2 et 3).

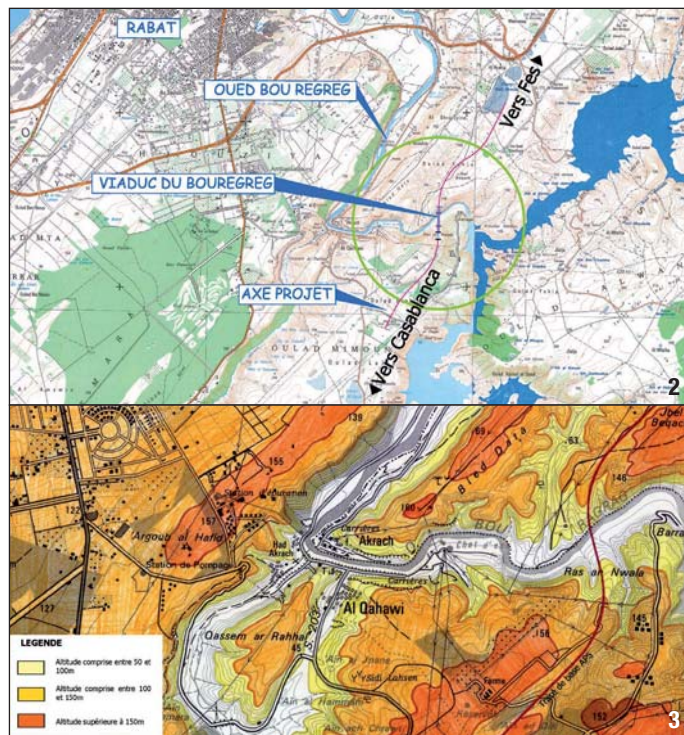
Le fond de la vallée est bordé de plateaux culminant à + 150 m NGM environ. Les versants ont une pente parfois raide (de l'ordre de 35 à 40°), parfois plus douce au voisinage de vallons secondaires. Le tracé est parallèle à l'un de ces vallons, le profil en long



1
© SETEC TPI

- 1- Photomontage de l'ouvrage dans le site.
- 2- Plan de situation.
- 3- Topographie du site.

- 1- Photomontage of the bridge in the landscape.
- 2- Location drawing.
- 3- Topography of the site.



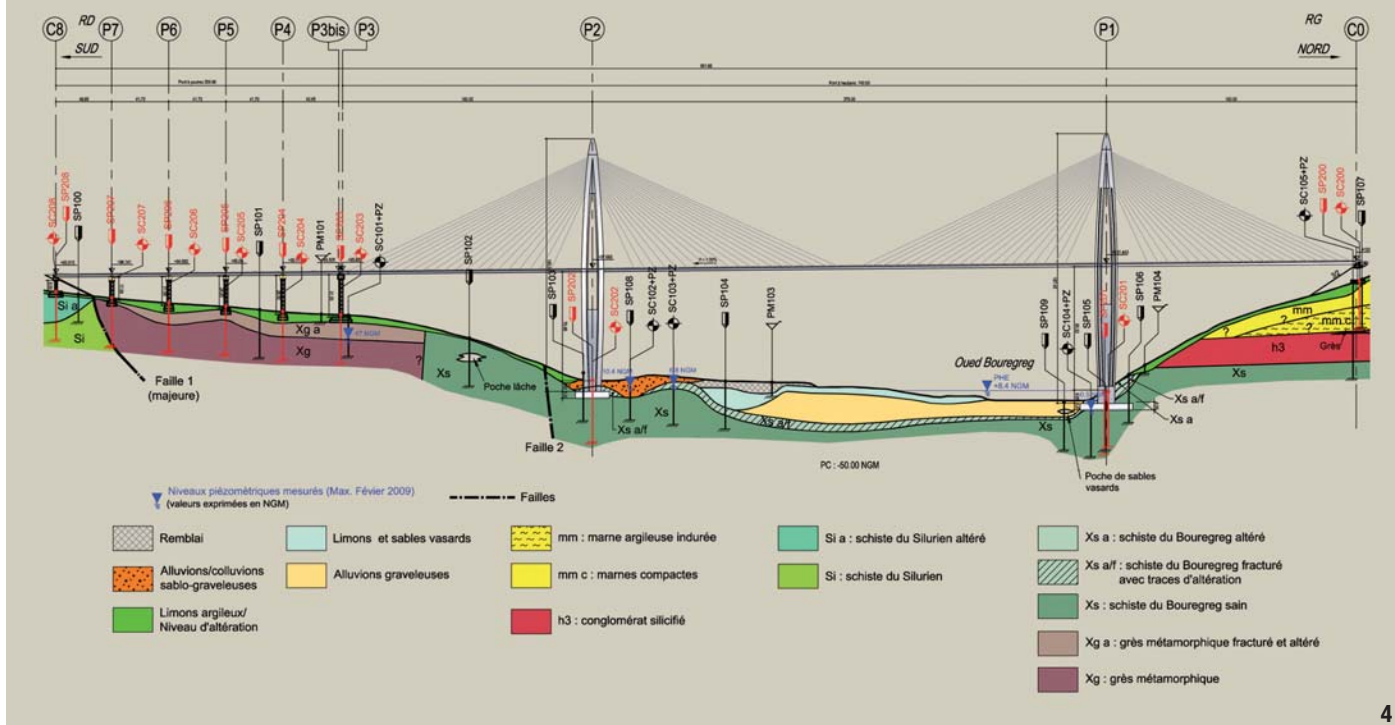
étant calé vers la cote + 100 NGM. L'ouvrage est implanté en bordure Sud de la Mamora (bordure méridionale du bassin du Rharb), région constituant une charnière entre le domaine du Rif au Nord et celui de la Meseta au Sud (figure 4). Le contexte géologique et géotechnique général est marqué par la présence de terrains métamorphiques (schistes du houiller) affectés par des contacts anormaux et de charriage, recouverts en discordance par des formations sédimentaires du quaternaire (grès, calcaires, argillites) non affectées de discontinuités majeures. Ces formations quaternaires constituent la base des dépôts des plateaux (limons argileux, dépôts caillouteux et conglomératiques rubéfiés). L'ensemble de ces terrains est entaillé sur plusieurs dizaines de mètres de hauteur par les vallées des oueds, dont les fonds sont couverts de dépôts alluvionnaires.

Plus particulièrement, au droit du projet, les couches de terrain sont entaillées par la vallée de l'oued Bouregreg d'une part, et un vallon secondaire orienté SE-NO en rive gauche d'autre part (Chaaba). Trois zones géotechniques distinctes ont été identifiées :
 → Le versant en rive droite (au Nord), appelé à recevoir la culée C0 et la pile haubanée P1. Constitué de haut en bas, sous les formations limoneuses de surface, par des niveaux de marnes argileuses quaternaires de compacité croissante avec la profondeur (p^* de

1 MPa en tête à 3,7 MPa dès 7 m de profondeur), puis des niveaux conglomératiques de bonnes caractéristiques (niveaux découpant des parois subverticales à mi-pente dans le versant), et enfin par les schistes et grès métamorphiques du Bouregreg qui constituent le substratum en fond d'oued. Ces schistes ont un caractère franchement rocheux en profondeur (fluage non atteint par les essais pressiométriques, $t_{Rc} 25$ MPa), mais présentent à l'affleurement sur une épaisseur plurimétrique des niveaux fracturés aux

épontes altérées, recouverts dans la pente par une frange métrique d'altération franche. Les niveaux de marne compacte en tête de versant d'une part, et le schiste sain recoupé dès 6 m de profondeur en pied de pente d'autre part, apparaissent ainsi comme les niveaux permettant d'asseoir superficiellement respectivement les appuis C0 et P1. Les terrassements induits dans le talus par la fondation de P1, d'une hauteur de 40 m environ, sont par ailleurs essentiellement réalisés dans des formations à caractère rocheux ;
 → Le fond de vallée, appelé à recevoir la pile haubanée P2. Le substratum de la zone est constitué par les schistes gréseux du Bouregreg, sains dans la masse, présentant en général en tête une frange fracturée à altérée, d'épaisseur plurimétrique. Dans la zone d'implantation de la pile P2, on trouve directement le schiste sain, dont les caractéristiques mécaniques apparaissent légèrement supérieures à celles mesurées en rive droite, en place sous des formations alluvionnaires et colluvions de pied de pente de 10 m d'épaisseur environ. Le substratum schisteux sain en place à une profondeur limitée apparaît ainsi comme le niveau d'assise à rechercher, permettant d'asseoir superficiellement la pile P2. Les ouvrages doivent par ailleurs inclure un dispositif définitif de dérivation ou de canalisation de l'oued de la Chabaa, dont le débouché est sensiblement axé sur l'appui P2 ;
 → Le versant en rive gauche (au Sud), appelé à recevoir la pile-culée PC3 et ▷

PROFIL EN LONG GÉOTECHNIQUE



4

les appuis du viaduc d'accès (P4 à C8). Les reconnaissances réalisées dans la zone, limitées à quatre sondages, ont permis de définir le contexte général du versant, sans toutefois caractériser individuellement chaque appui. Sous les formations de couverture, on trouve deux types de formations métamorphiques en place dans le versant (grès métamorphiques en base et schistes du Silurien en haut), entre lesquels la transition se fait par un contact anormal attendu entre les appuis P7 et C8. Les formations métamorphiques présentent en tête, sur 10 à 20 m d'épaisseur, une frange d'altération aux caractéristiques devenant rapidement bonnes avec la profondeur (pl* supérieure à 2 MPa dès 2 à 8 m de profondeur). Ces niveaux pouvaient a priori être recherchés pour asseoir superficiellement les appuis. Le fond de vallée est baigné par l'oued du Bouregreg. On note la présence d'une nappe en pied de versant en rive droite, sensiblement en équilibre avec l'oued, et la présence d'une nappe d'alimentation de l'oued en rive gauche. Notons également que le pont haubané se situe à 1,20 km environ à l'aval du barrage SMBA, ouvrage dédié à l'alimentation en eau potable de la zone côtière entre Kenitra et Casablanca et jouant aussi le rôle d'écrêtement des crues et de protection des enjeux situés en aval.

ÉTUDE DE L'OUVRAGE AU VENT ET AU SÉISME

L'effet du vent dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage constitue un paramètre très important, à la fois en service et à la construction. Le vent pris en compte lors des études d'APD a pour caractérisation un vent moyen au niveau du tablier de 32 m/s, direction 270°. L'étude de l'ouvrage au vent a fait l'objet d'essais en soufflerie au CSTB. Les niveaux de vent obtenus sont moins sévères que sur un site plat de rase campagne ou d'habitat dispersé. Les effets de la topographie et de la rugosité locales s'avèrent plutôt protecteurs, le vent n'est pas accéléré. Par ailleurs, l'ouvrage est situé en zone sismique. Le risque sismique pris en compte a été défini par la faculté des sciences de Rabat, université Mohammed V, et l'Institut scientifique pour ADM. L'accélération à prendre en compte est de 0,176 g, soit une accélération nominale de 1,76 m/s². Étant donnée l'importance de l'ouvrage (classe C au sens de l'AFPS 92), un coefficient de 1,2 a également été pris en compte.

CONCEPTION GÉNÉRALE

Le viaduc de franchissement de l'oued Bouregreg est situé entre le PK 29140 et le PK 30090 de l'autoroute de contournement de Rabat.

4- Profil en long géotechnique.

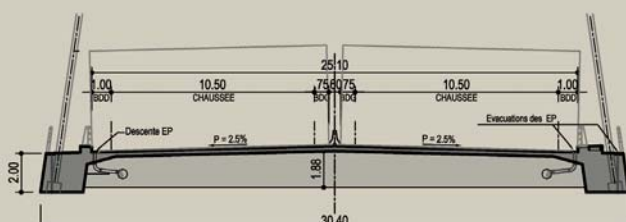
5- Profil en travers du tablier haubané.

4- Geotechnical longitudinal profile.
5- Cross section of the cable-stayed deck.

La voie portée est une autoroute à 2 x 3 voies. Le profil en travers est en toit, avec un dévers de 2,5 %, le tablier unique étant de largeur utile 25,10 m (figures 5 et 6). Le gabarit est de 5,10 m, auquel s'ajoute une protection supplémentaire de 60 cm pour les haubans. Le profil en long est constitué

d'une pente de 1 %, descendant de la rive droite (côté Nord) vers la rive gauche (côté Sud), excepté sur environ 62 m à l'origine de l'ouvrage, où il suit un rayon de 13 000 m. Le tracé en plan est un alignement droit excepté sur 22,4 m à l'origine de l'ouvrage côté Sud, où il suit un rayon de 1 550 m. L'axe longitudinal est orienté Nord-Sud. D'une longueur totale de 954,30 m (dont 951,66 m entre axes des culées), l'ouvrage se décompose en deux parties :
→ Un viaduc haubané de 745 m de long (dont 742 m entre axes de culée à pile culée), à deux pylônes, de la culée C0 à la pile culée P3 ;
→ Un viaduc en poutres VIPP de 208,80 m de long (206,86 m entre axes de culée à pile culée), composé de cinq travées, de la pile P3 à la culée C8 (figure 7).

PROFIL EN TRAVERS DU TABLIER HAUBANÉ



5

CONTEXTE ARCHITECTURAL

Le contournement de Rabat s'inscrit dans une volonté de développement à la fois régional, national et international, en tant que maillon d'un réseau à l'échelle du Maghreb (figure 8).

Le futur contournement de Rabat franchit l'oued Bouregreg à quelques centaines de mètres du barrage de Sidi Mohamed Ben Abdallah.

L'oued Bouregreg, qui prend sa source dans le moyen Atlas, est un fleuve important dans le développement futur de l'agglomération. Une fois que la décharge d'Alkreuch sera transférée, le site en aval du barrage pourra exprimer pleinement son potentiel paysager et devenir une zone de développement urbain pour l'agglomération. Le passage du contournement de Rabat ne peut qu'accroître ce développement,

et l'ouvrage doit porter le symbole de ce dynamisme. ADM a fait le choix d'un ouvrage exceptionnel – un pont haubané –, qui nécessite une brèche large, compatible avec des grandes portées et suffisamment ouverte pour que la structure puisse donner sa pleine expression.

6- Vue en plan et profil en long de l'autoroute au droit de l'ouvrage.

7- Élévation générale.

6- Plan view and longitudinal profile of the motorway at the bridge level.

7- General elevation view.

UNE STRUCTURE INSCRITE DANS LA BRÈCHE

Même si la vallée est dissymétrique au droit du franchissement, une solution à deux pylônes de même hauteur est bien inscrite dans la brèche (figures 9 et 10). Le calage fin du tracé a fait en sorte que le pylône Nord soit juste au pied du relief qui borde le filet d'eau de l'oued, de telle sorte que le pylône Sud, qui lui fait face, soit de la même hauteur. Si l'on veut marquer la vallée et retenir l'attention des automobilistes qui contourneront Rabat, il faut aller vers le haubanage bilatéral. La philosophie est de montrer que la structure ne triche pas, qu'elle est sincère.

L'architecture marocaine trouve son inspiration dans l'histoire artistique musulmane, marquée par de nombreuses influences : l'héritage berbère

se mélange à la civilisation andalouse pour donner naissance à l'art hispano-mauresque. L'architecture et l'urbanisme marocains sont riches d'un patrimoine culturel encore préservé, ou en cours de réhabilitation.

L'inscription au Patrimoine mondial de l'Unesco des deux médinas de Fès et de Marrakech constitue une première reconnaissance internationale.

L'architecture des pylônes s'inscrit dans la modernité. Il n'est pas question de pasticher mais bien de proposer une volumétrie révélatrice de la technicité. La combinaison de lignes géométriques faites de courbes douces suscite l'émotion et trouve un écho dans la mémoire collective marocaine.

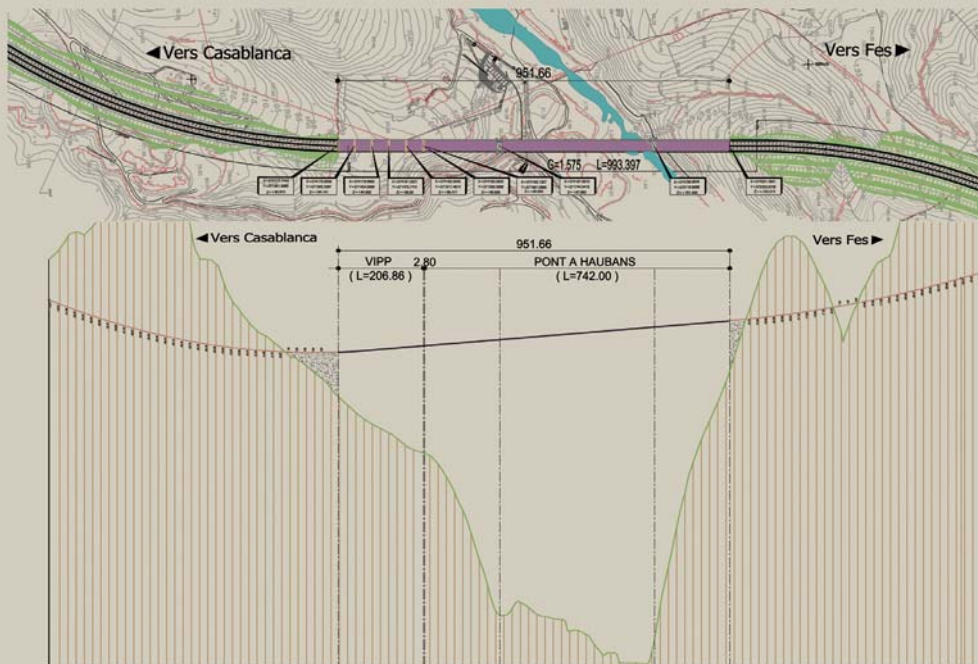
Le mariage des plans et des courbes guide notre conception. Des formes élémentaires, faciles à lire et à comprendre, prennent place dans le lit majeur de l'oued et se dessinent dans la brèche pour porter l'autoroute.

La forme générale des pylônes en béton s'inspire de formes issues de la culture marocaine.

Même si on ne cherche pas le détail dans ces constructions hautes de 180 m, l'architecture privilégie le jeu des ombres entre les pleins et les vides, mis en scène par la lumière (figures 11 et 12). Le tablier de l'ouvrage principal haubané reste une ligne très pure et mince dans le paysage. Comme pour le pylône, l'arrivée des haubans dans le béton est simple. Chacun d'eux pénètre dans les poutres de rives sans avoir besoin de pièces complémentaires compliquées.

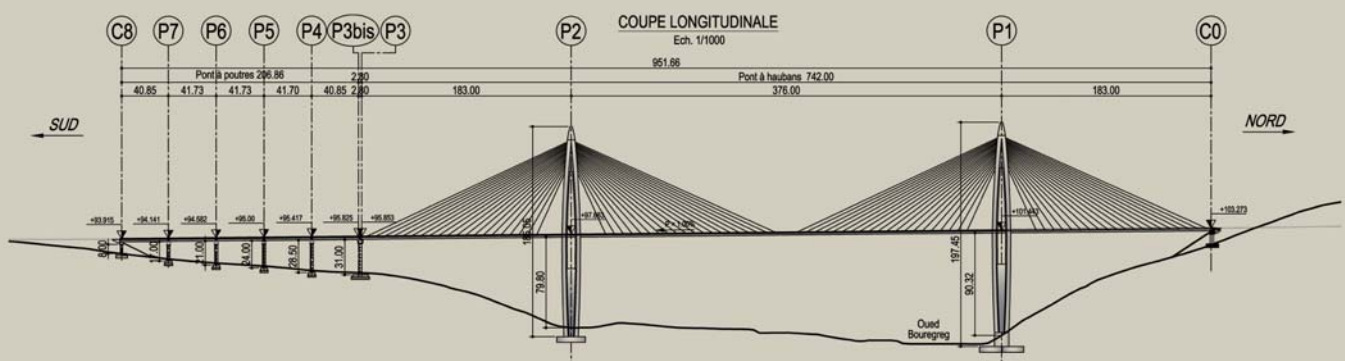
Le coffrage des joues qui ferment le parallélépipède doit être parfait. Leur inclinaison tournée vers la lumière demandera une qualité de matériaux irréprochable, avec des tolérances géométriques faibles. Si la combinaison des formes et des matériaux définit l'objet, ▷

VUE EN PLAN ET PROFIL EN LONG DE L'AUTOROUTE AU DROIT DE L'OUVRAGE



6

ÉLÉVATION GÉNÉRALE



7

la couleur détermine l'importance et la valeur de ses éléments les uns par rapport aux autres. Le béton du tablier, notamment des poutres de rives, sera clair, presque blanc. Les deux nappes de haubans, qui redessinent l'espace en englobant la chaussée de l'auto-route, doivent rester présentes. Un ton blanc pour les gaines de protection exprimera la volumétrie et soulignera la rigueur et l'élégance du graphisme. Le viaduc d'accès prolonge l'ouvrage principal haubané sur plus de 200 m. Sa position sur la rive gauche de l'oued Bouregreg, où le relief est tout en douceur, limite la hauteur des appuis à des dimensions raisonnables. Il n'y a pas de concurrence entre leurs deux structures. L'absence de pilettes techniques sur la partie haubanée est une décision liée à la topographie et au fonctionnement de l'ouvrage, qui a de l'importance dans la lecture du franchissement. Elle évite des particularités structurelles difficiles à bien insérer dans la brèche.

L'ouvrage est conçu pour le Maroc et pour le contournement de Rabat ; il n'existe nulle part ailleurs. Sa lisibilité est immédiate, son échelle donne de la puissance au geste architectural et technique.

Demain, il marquera l'histoire d'ADM et, au-delà, l'histoire des infrastructures au Maroc.

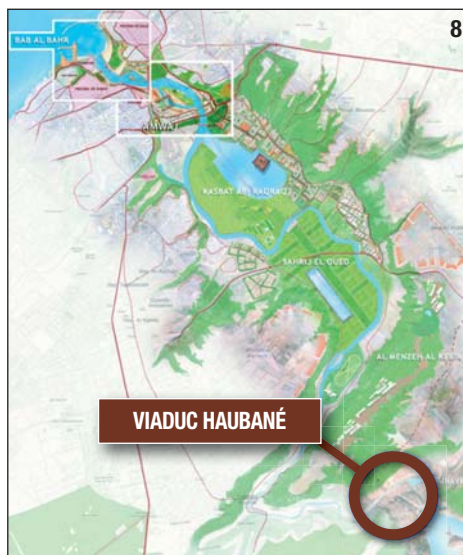
UN TABLIER À TROIS TRAVÉES

L'ouvrage haubané proposé comprend un tablier à trois travées de 183 m, 376 m et 183 m de long (figure 13). Le choix des portées et de la conception structurelle répond à deux enjeux majeurs :

→ Le souhait du maître d'ouvrage d'une architecture forte et unique ;

→ Les données du site. À la différence de nombreux ponts à haubans, le franchissement le plus important n'est pas l'oued à proprement parler, mais les deux travées de rive qui franchissent des zones à la pente très raide, où l'implantation de piles intermédiaires est difficile.

En conséquence, l'ouvrage retenu est un pont à haubans avec travées de rive de 0,5 sans pilettes intermédiaires, construit par encorbellements à partir de pylônes auto-stables lors de la construction. Le tablier et le pylône sont réalisés en béton. Le tablier est encastré dans les pylônes et simplement appuyé sur culées. Au droit d'un pylône, le tablier est supporté par l'intermédiaire de deux fois 20 paires de haubans, organisés en deux nappes latérales. Ces haubans sont espacés tous les 8 m au niveau de leur ancrage dans le tablier. Le haubanage est disposé en semi-éventail. Les pylônes ont une hauteur de 94,97 m au-dessus du tablier. Les pylônes et culées sont



8- Situation de l'ouvrage.
9- Élévation architecturale de l'ouvrage.
10- Photo-montage de l'ouvrage dans le site.

8- Location of the structure.
9- Architectural elevation view of the structure.
10- Photo-montage of the bridge in the landscape.

prévus fondés sur semelle superficielle. Le tablier est réalisé en béton C40/45. Il est porté par deux nappes latérales de 2 x 20 haubans par pylône. La section transversale, d'une largeur totale de 30,40 m, est constituée de deux nervures latérales en béton de 2,20 m de largeur, distantes de 26 m et reliées entre elles par des entretoises métalliques en acier S355 espacées tous les 4 m. Des boucles en acier et des connecteurs assurent la continuité avec le ferrailage des pièces en béton. L'ancrage des haubans est prévu dans

les nervures latérales. La hauteur de chaque nervure est de 2 m.

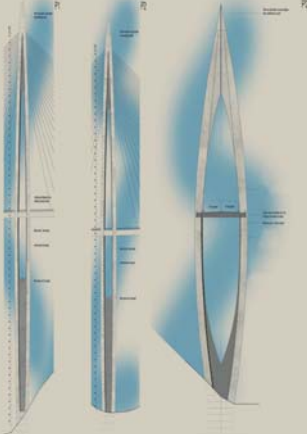
La chaussée est portée par une dalle béton de 25 cm d'épaisseur. À l'encastrement dans chaque pylône, les nervures du tablier s'élargissent pour être confondues avec les entretoises béton des pylônes reliant les jambes entre elles. Sur les culées, deux options sont étudiées pour éviter tout soulèvement :

→ Tablier plein sur environ 8 m avant la ligne d'appui ;

→ Mise en œuvre de bielles métalliques sur culée.



LA GÉOMÉTRIE DES PYLÔNES EST INSPIRÉE DES LIGNES ARCHITECTURALES TRADITIONNELLES MAROCAINES



11



12

Le tablier est précontraint longitudinalement par l'intermédiaire de câbles de précontrainte de type 19T15 super. Le tablier est également précontraint transversalement au niveau de chaque jonction nervures-tablier plein à l'approche des culées.

PYLÔNES ET HAUBANS

Les pylônes sont réalisés en béton C40/50 (figure 14). Ils sont constitués de quatre jambes en béton (caisson) se rejoignant en tête et en pied.

Dans la partie haute, la zone d'ancrage des haubans, le pylône est constitué de deux boîtes épaisses en béton, précontraintes horizontalement en partie haute, reprenant la totalité des efforts, et de voiles minces pour assurer la continuité architecturale et l'aspect d'ensemble.

La jonction entre les quatre jambes et les boîtes d'ancrage se fait par l'intermédiaire d'un plancher.

La jonction pylône-tablier est assurée par la mise en place d'entretoises en béton précontraint reliant les quatre

jambes et reprenant ainsi les poussées liées à la courbure du pylône.

Dans la partie basse, les quatre jambes du pylône sont reliées par l'intermédiaire de voiles béton fonctionnels et architecturaux.

Au droit d'un pylône, le tablier est supporté par l'intermédiaire de deux fois 20 paires de haubans de type multitorons parallèles (MTP) ancrés de part et d'autre du pylône et dans chaque poutre latérale du tablier. Les haubans sont constitués de torons T15.7 super, classe 1860 TBR, galvanisés, gainés,

cirés. L'ensemble des torons constituant le hauban est protégé par une gaine générale aérodynamique en PEHD dont l'enveloppe extérieure est à relief.

La puissance de ces haubans s'échelonne entre 29T15S et 68T15S.

Un amortissement des haubans est prévu pour obtenir un décrétement logarithmique de 4 %. Avec un vent de 15 m/s, l'amplitude de vibration ne doit pas dépasser 10 cm (à 10 % près). Les haubans sont munis, en partie basse, de tubes antivandalisme, et d'amortisseurs sur l'ensemble. ▶

11- La géométrie des pylônes est inspirée des lignes architecturales traditionnelles marocaines.

12- Vue architecturale du pylône depuis le tablier.

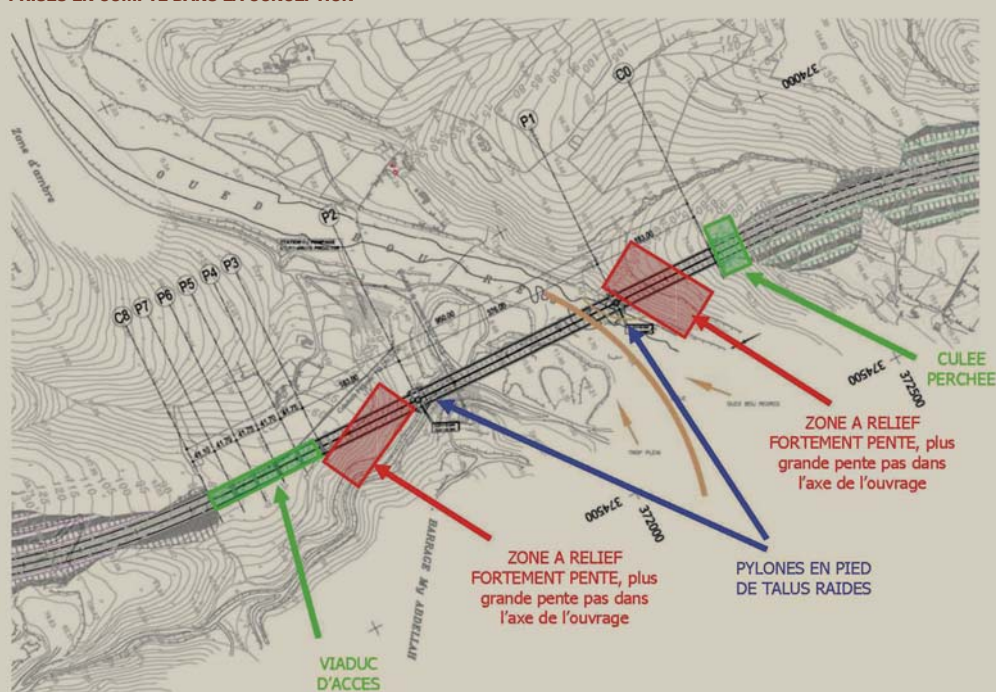
13- Contraintes topographiques prises en compte dans la conception.

11- The shape of the pylons is based on traditional Moroccan architectural designs.

12- Architect's view of the pylon from the deck.

13- Topographic constraints allowed for in the design.

CONTRAINTES TOPOGRAPHIQUES PRISES EN COMPTE DANS LA CONCEPTION



© SETEC TPI

13

APPUIS ET FONDATIONS

La culée située en rive droite est constituée d'un chevêtre et de quatre fûts circulaires fondés sur une semelle superficielle. Le tablier est simplement appuyé sur la culée longitudinalement et bloqué transversalement par des butées sismiques. La culée, à environ 15 m au-dessus du terrain naturel, est remblayée. Le corps de remblai, à l'avant de la culée, est revêtu d'un masque en enrochements, bloqué par une bèche en son pied. Les appareils d'appui sont de type appui à pot d'élastomère. Compte tenu de l'ancrage du tablier sur les pylônes, ces appuis sont glissants (un appui monodirectionnel et un appui multidirectionnel) pour permettre la libre dilatation longitudinale du tablier.

La fondation du pylône P1 est constituée d'une semelle de fondation de 25 x 30 m en béton C30/37, dont le niveau inférieur est situé à environ 6 m sous le fond de l'oued. Côté oued, cette fondation est réalisée à l'abri d'une digue de protection en enrochements associée à une protection étanche.

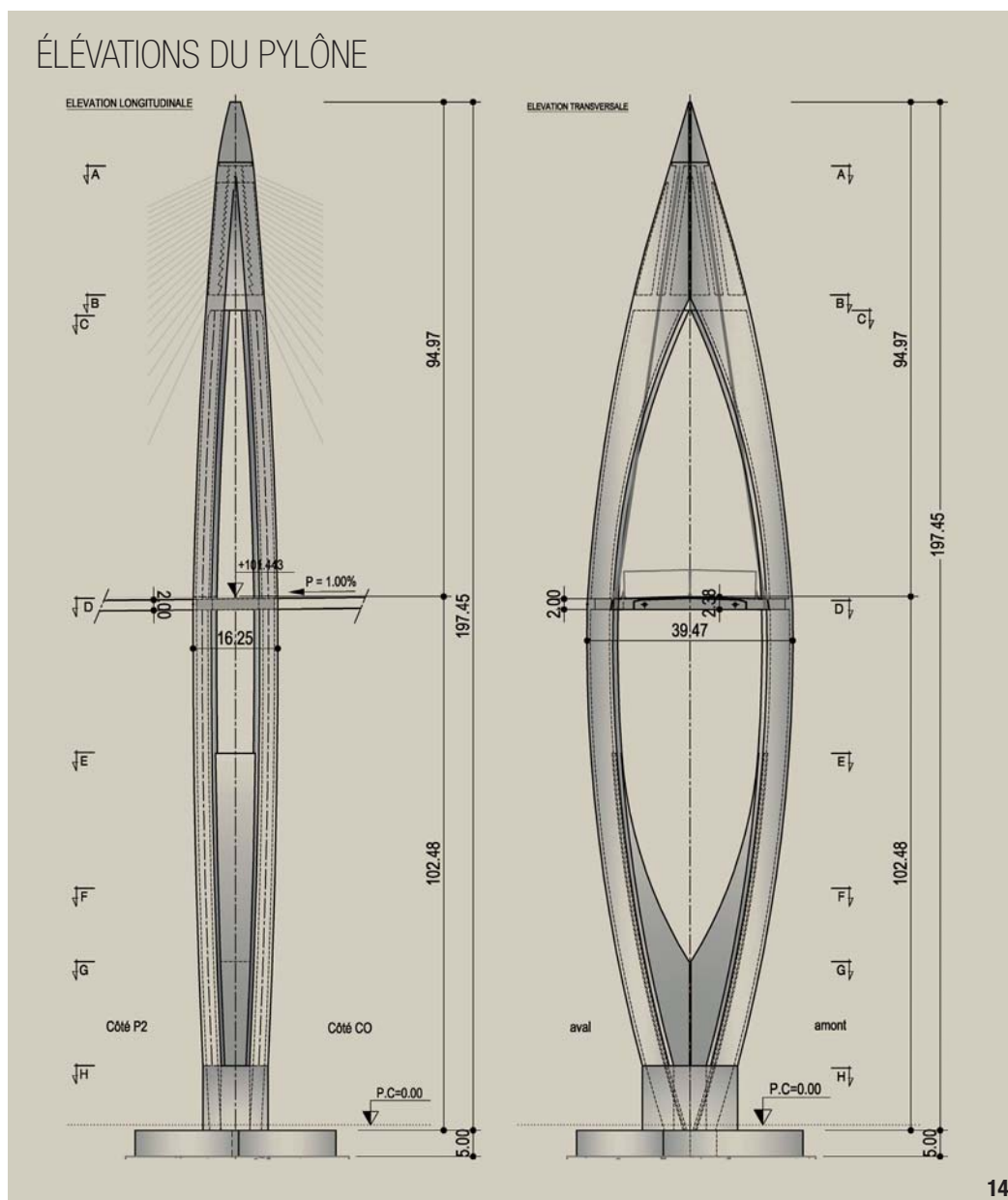
Ce merlon de protection s'accompagne d'un déversoir côté aval. Cette phase transitoire permet de réaliser la semelle de fondation (coffrage, ferrailage, bétonnage). Il est ainsi nécessaire de :

- Dévier provisoirement l'oued au voisinage de la zone à terrasser et réaliser la digue de protection de fouille ;
- Réaliser un traitement permettant d'étanchéfier les terrains constituant le lit de l'oued ;
- Mettre en place un dispositif de pompage en fond de terrassement à l'ouverture des fouilles afin de traiter les circulations d'eau dans les schistes sains sous-jacents.

Les talus côté falaise, réalisés en parois clouées, ont plusieurs dizaines de mètres de hauteur. Ils sont réalisés principalement dans le schiste sain et recouperont potentiellement en tête les niveaux de schiste fracturé et altéré, ainsi que les conglomérats calcaires silicifiés.

La fondation du pylône P2 est constituée d'une semelle de fondation de 25 x 30 m en béton C30/37 dont le niveau inférieur est situé à + 2.59 m NGM. La réalisation de cette fondation nécessite :

- La déviation du petit oued à proximité ;
- Le confortement de talus selon le même principe que pour le pylône P1, avec prise en compte des parties meubles supérieures ;
- La mise en place d'un dispositif de



pompage en fond de terrassement à l'ouverture des fouilles afin de traiter les circulations d'eau a priori limitées. La pile-culée C3 est en béton C30/37. Le joint de chaussée de 500 mm de soufflé minimum et les appuis glissants permettront la dilatation du tablier du pont haubané, les déplacements sous charges d'exploitation et sous charges sismiques du tablier du pont et du tablier du viaduc d'accès. Compte tenu de la nature du sol de fondation, cette pile-culée est fondée superficiellement.

LE VIADUC D'ACCÈS VIPP

Le viaduc d'accès est un viaduc en béton précontraint type VIPP (viaduc indépendant à poutres précontraintes). Il comporte cinq travées de P3 à C8, respectivement de 40,85 m, 41,70 m, 41,73 m, 41,73 m et 40,85 m de

14- Élévations du pylône.

14- Elevation views of the pylon.

longueur (figure 16). En raison de la grande largeur de l'ouvrage (26,90 m) rapportée à la portée des poutres de 40 m, un joint longitudinal est disposé au voisinage de la DBA centrale. Il en résulte deux tabliers constitués chacun de cinq poutres d'entraxe 3,03 m (tablier Ouest) et 2,92 m (tablier Est). Les poutres préfabriquées, de hauteur 2,30 m, comportent une table de compression de 1,50 m et un talon de 0,80 m. L'épaisseur de l'âme varie de 0,23 m à mi-travée à 0,40 m sur appui.

Elles sont solidarisées par un hourdis général et des entretoises sur appuis. Les poutres sont réalisées en béton C40/50, tandis que les entretoises et le hourdis, y compris les prédalles, sont réalisés en C35/45. Longitudinalement, l'ouvrage est constitué de deux modules comportant respectivement trois et deux travées, attelés par une dalle de continuité. Les piles, réalisées en béton C30/37, reproduisent la forme des jambes des pylônes, de dimensions globales 3,72 m par 2,60 m, en caisson creux avec une épaisseur de 0,40 m. La culée C8, réalisée en béton C30/37, est conçue de façon différente de la culée C0 pour mieux s'adapter à ce genre d'ouvrage. Les piles et la culée sont fondées sur fondations superficielles. Les semelles sont réalisées en béton C30/37.

TROIS PHASES D'ÉTUDES

Les études ont débuté en octobre 2008 et se sont déroulées en trois phases. La phase 1 comprenait la revue d'avant-projet de la solution initiale et l'avant-projet sommaire (APS) de la solution pont à haubans.

Cette phase émanait d'une volonté forte du maître d'ouvrage de réaliser un pont à haubans sur le site de l'oued Bouregreg alors que les études d'avant-projet de l'autoroute de contournement de Rabat avait déjà été menées. Elle a consisté à améliorer le tracé, en particulier pour faciliter la mise en œuvre d'une solution de pont à haubans et la valoriser. Plusieurs variantes de pont à haubans ont alors été proposées, en fonction de l'implantation du franchissement (solution haute ou basse), du matériau du tablier (béton ou acier), du type de tablier (bi-poutre, caisson, dalle orthotrope), de l'architecture (nombre de travées, formes de pylônes à une, deux ou quatre jambes), de la longueur des travées, ainsi que du rapport entre elles et du mode de construction, de manière à permettre le choix d'un ouvrage esthétique, économique et techniquement réussi.

La réhausse du profil en long, facilitée par la limitation du nombre d'appuis, a notamment permis de diminuer de manière importante la quantité de déblais de la section courante de part et d'autre de l'ouvrage, et d'améliorer sa visibilité.

La phase 2 a concerné l'avant-projet détaillé (APD) de la solution pont à haubans. Une fois le tracé choisi, une

étude détaillée visant à optimiser cette solution a été menée. Les optimisations ont porté sur :

→ Le positionnement des appuis : la principale contrainte étant le franchissement de la première travée de rive à pente très raide, la position du pylône P1 a été déterminante. Le choix de son implantation et de son orientation (semelle biaise pour correspondre à l'orientation des lignes de niveaux) a été fait de manière à limiter les déblais ;

→ Le schéma statique de l'ouvrage : celui-ci se trouvant en zone sismique, plusieurs tests ont été menés sur le schéma statique (utilisation ou non d'amortisseur dynamique sur pylônes seuls ou sur pylônes et culées avec amortissements plus ou moins importants). Ils ont conduit au choix d'un ouvrage encastré sur un pylône à quatre jambes assez souple. Ce schéma statique était le plus adapté à la fois pour le fonctionnement de l'ouvrage en service et en cas de séisme. Cet encastrement représente aussi un avantage pour la phase de construction ;

→ Le tablier – forme des nervures et choix des entretoises : des entretoises métalliques ont été privilégiées

afin de limiter le poids du tablier et de faciliter leur mise en place lors de la construction.

Les calculs effectués en phase projet se sont basés sur différents modèles. Le principal modèle de calcul de la structure est un modèle à barres pour lequel Setec TPI a utilisé son logiciel Pythagore, lequel a permis la prise en compte du séisme et du calcul au vent turbulent (figure 17). D'autres modèles spécifiques ont été réalisés pour l'étude de la construction du pylône, du tablier, et pour l'étude de la flexion transversale.

Quant à la phase 3 des études, il s'agissait du dossier de consultation des entreprises (DCE). Les trois phases ont été menées dans un temps très court puisque la consultation a été lancée début 2010, soit seulement un an et demi après le début de l'étude.

CINÉMATIQUE DE CONSTRUCTION

Dans un premier temps, les terrassements généraux et les fondations des appuis sont exécutés.

Les pylônes sont ensuite réalisés à l'aide de coffrages grimpants dont les levées sont prévues de 4 m. ▷

15- Coupes sur pylône.

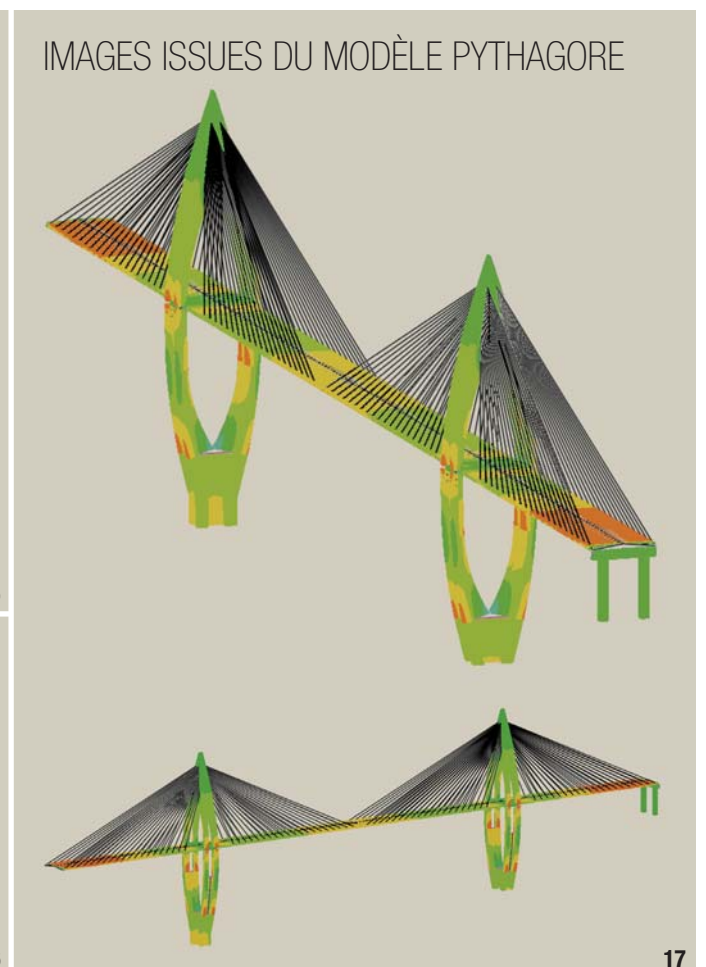
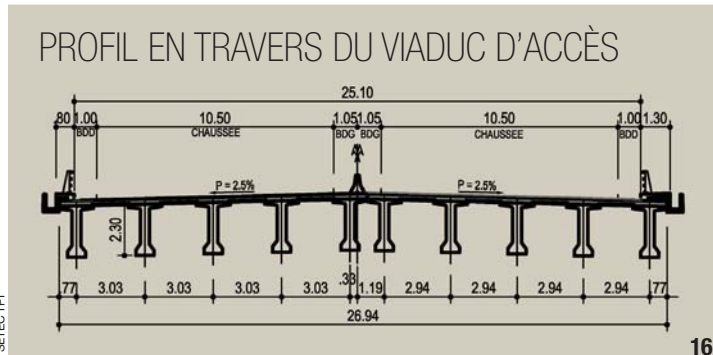
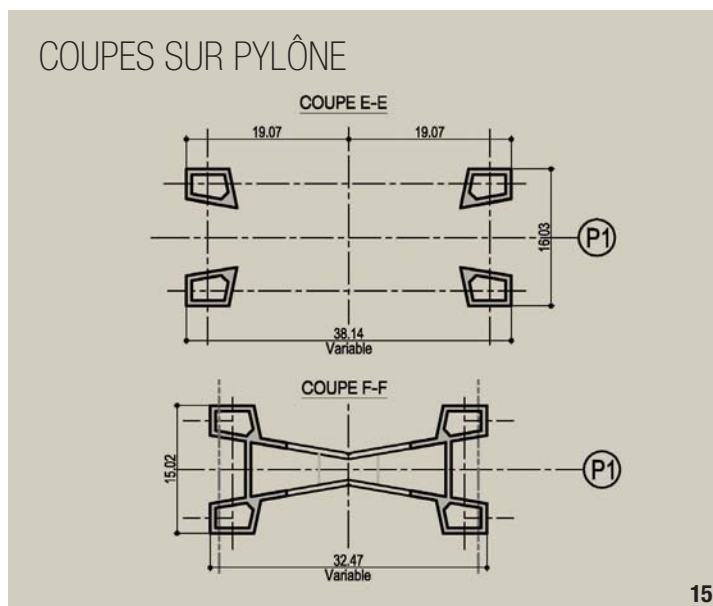
16- Profil en travers du viaduc d'accès.

17- Images issues du modèle Pythagore.

15- Cross sections on pylon.

16- Cross section of the access viaduct.

17- Images derived from the Pythagore model.



Le tablier est construit par encorbellements successifs par voussoirs de 8 m de longueur. Afin de limiter le poids des voussoirs et de l'équipage mobile, élément déterminant pour un ouvrage de cette largeur en béton, il est prévu de couler les nervures dans un premier temps à l'aide d'équipages mobiles spécifiques intégrant les entretoises, puis de mettre en place les prédalles et de réaliser la dalle dans une deuxième phase. Le cycle de réalisation prévu d'un voussoir courant comprend les phases suivantes :

- Avancée des équipages mobiles et des portiques permettant le haubanage provisoire de ceux-ci (il est prévu l'utilisation d'équipages mobiles pour la réalisation des nervures seules) ;
- Mise en place des haubans définitifs du voussoir n-1 ;
- Mise en place de prédalles mi-hauteur du voussoir n-1 ;
- Bétonnage du reste de la dalle et lavage du voussoir n-1 ;
- Réalisation des nervures latérales (coffrage, ferrailage, bétonnage) du voussoir n avec les entretoises et mise en place de barres de brélage.

Les entretoises métalliques sont exécutées en usine. Le transport de celles-ci est assuré par convois exceptionnels maritimes, fluviaux ou routiers. Pour les trois premières paires de voussoirs, qui ne comportent pas de haubans en phase définitive, il est prévu la mise en place de précontrainte provisoire et d'une paire de haubans de travail par fléau, de manière à limiter les sollicitations dans ce dernier.

La mise en place des haubans est effectuée au fur et à mesure de la construction du tablier. Les ancrages des haubans dans le tablier et les

**LE TABLIER EST
CONSTRUIT PAR
ENCORBELLEMENTS
SUCCESSIFS
PAR VOUSOIRS
DE 8 m
DE LONGUEUR**

pylônes sont préalablement installés. Les gaines de protection et les tubes antivandalisme sont ensuite mis en place, et chaque toron est hissé puis tendu un à un. Après les mises en tension des haubans, on procédera à l'injection à la cire des ancrages, à l'achèvement des gainages et à la mise en place des amortisseurs. Le réglage final des haubans aura lieu après la pose des superstructures. Une reten- sion à trois ans est également prévue de manière à gommer les premiers effets du fluage dans le tablier, cela afin de limiter la précontrainte à mettre en œuvre dans le tablier.

Les superstructures sont alors mises en place : barrières de sécurité, garde-corps, assainissement, réseaux, étanchéité et chaussée. En fin de chantier, il est procédé à un réglage final des haubans sous l'ensemble des charges permanentes. Une reten- sion des haubans trois ans après la construction est également prévue.

Suite à l'appel d'offres lancé par ADM (Autoroutes du Maroc) et les offres

rendues par les entreprises fin janvier 2010, le marché de construction de l'ouvrage a été attribué au groupement d'entreprises chinoises Covec (China overseas engineering corporation – mandataire) et MBEC (China major bridge engineering corporation), pour un montant initial de 56,5 millions d'euros. Le marché a été notifié au groupement d'entreprises le 16 juin 2010.

Le délai contractuel de réalisation est de 34 mois, et la livraison de l'ouvrage est prévue le 16 avril 2013. □

**PRINCIPALES
QUANTITÉS**

- SURFACE UTILE DU TABLIER :**
15 582 m²
- BÉTON :** 40 000 m³
- ACIERS PASSIFS :** 6 450 000 kg
- ACIERS DE PRÉCONTRAÎTE :**
467 000 kg
- HAUBANS :** 1 100 000 kg
- CHARPENTE MÉTALLIQUE :**
2 650 000 kg

PRINCIPAUX INTERVENANTS

- MAÎTRE D'OUVRAGE ET MAÎTRE D'ŒUVRE :** Société des Autoroutes du Maroc (ADM)
- CONCEPTION ET ASSISTANCE À LA MAÎTRISE D'ŒUVRE TRAVAUX :** Setec TPI, Maroc Setec
- ARCHITECTE :** Strates
- ÉTUDES GÉOTECHNIQUES :** Terrasol
- ENTREPRISES TRAVAUX :** Covec, MBEC
- BUREAU D'ÉTUDES D'EXÉCUTION :** Egis JMI
- RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES :** LPEE
- CARACTÉRISATION DU VENT ET ESSAIS EN SOUFFLERIE :** CSTB Nantes

ABSTRACT

DESIGN OF THE CABLE-STAYED VIADUCT OVER THE BOUREGREG WADI (MOROCCO)

ADM: M. BOUJEMAQUI, M. ELOUALIDI - H. VADON, STRATES - SETEC TPI: E. BELLANGER, F. ROCA, G. LATALLERIE, G. VIEL - A. ERRIDAQUI, MAROC SETEC - TERRASOL: J. MARLINGE, H. LE BISSONNAIS

The bridge over the Bouregreg, situated on the motorway around Rabat, in Morocco, will be a cable-stayed bridge with a total length of 954.30 m. The architectural design combines modernity with influences of traditional Moroccan culture. The contract for construction of the bridge was awarded to the Chinese consortium of Covec and MBEC for an initial amount of 56.5 million euros. The works began in mid-2010 and delivery is scheduled for the spring of 2013. □

DISEÑO DEL VIADUCTO ATIRANTADO SOBRE EL UADI BOU REGREG (MARRUECOS)

ADM: M. BOUJEMAQUI, M. ELOUALIDI - H. VADON, STRATES - SETEC TPI: E. BELLANGER, F. ROCA, G. LATALLERIE, G. VIEL - A. ERRIDAQUI, MAROC SETEC - TERRASOL: J. MARLINGE, H. LE BISSONNAIS

Situada en la autopista de circunvalación de Rabat (Marruecos), la estructura que cruza el río Bou Regreg será un puente atirantado de 954,30 m de longitud total. El diseño arquitectónico combina modernidad e influencias de la cultura marroquí tradicional. El contrato de construcción de la estructura se ha atribuido a la agrupación de empresas chinas Covec y MBEC por un importe inicial de 56,5 millones de euros. Las obras comenzaron a mediados del año 2010 y la entrega debería tener lugar en la primavera de 2013. □

LE PONT MULTI-HAUBANÉ DE KAZUNGULA SUR LE ZAMBÈZE

AUTEURS : GUY FRÉMONT ET ZE YI WU, EGIS JMI - THOMAS LAVIGNE, ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART

LE FUTUR PONT RAIL-ROUTE DE KAZUNGULA TRAVERSERA LE ZAMBÈZE POUR REMPLACER LA LIAISON ACTUELLE, PAR BACS TRAVERSIERS, ENTRE LE BOTSWANA AU SUD ET LA ZAMBIE AU NORD, À LA LIMITE DE LA BANDE NAMIBIENNE DE CAPRIVI ET À DEUX PAS DE LA FRONTIÈRE DU ZIMBABWE. LA STRUCTURE, COURBE EN PLAN ET LONGUE DE 920 m, FRANCHIRA LE CONFLUENT DE LA RIVIÈRE CHOBE AVEC LE ZAMBÈZE GRÂCE À CINQ TRAVÉES CONTINUES HAUBANÉES DE 129 m DE LONGUEUR CHACUNE. UNE ARCHITECTURE BIEN MARQUÉE DOIT EN FAIRE UN OUVRAGE-PHARE DE CETTE RÉGION TRÈS TOURISTIQUE, EN RAISON NOTAMMENT DE SA RICHESSE EN ANIMAUX SAUVAGES.



UN OUVRAGE RAIL-ROUTE PRÈS DES CHUTES VICTORIA

Dans le cadre de l'amélioration de son axe majeur de communication rail-route Nord-Sud, la Communauté de développement de l'Afrique australe (CDA ou SADC, dont le siège est à Gaborone, capitale du Botswana) a décidé, via une liaison fixe, de supprimer le goulot d'étranglement représenté par l'actuel bac de Kazungula, en Zambie, à la frontière du Botswana et à deux pas de la bande namibienne de Caprivi et de la

1- Vue d'architecte de la solution « extradossée ».

1- Architect's view of the curved design.

frontière avec le Zimbabwe (figure 2). Ce sera le sixième pont routier et le second pont ferroviaire sur le Zambèze – le premier d'entre eux, également rail-route, étant le célèbre arc en treillis métallique construit en 1905 tout près des chutes Victoria, entre la Zambie et le Zimbabwe.

Dans un environnement naturel remarquable (photo 3), donnant lieu à de nombreux safaris, il va sans dire que l'architecture de l'ouvrage est un facteur déterminant du choix de la solution.

De part et d'autre du pont, des postes frontaliers et leurs accès complètent le projet.

À l'issue d'un appel d'offres international d'ingénierie, la CDA a attribué le marché d'études, depuis la conception jusqu'aux pièces du DCE, au groupement Egis BCEOM et Egis JMI.

Egis JMI a la responsabilité des études du pont, Egis BCEOM celle des postes et des routes d'accès, ainsi que celle des études environnementales et économiques.

GÉOLOGIE GÉNÉRALE DU SITE

Le substratum géologique du Nord-Est du Botswana et du Sud-Ouest de la Zambie est constitué de laves basaltiques qui font partie du Karoo igné province. Celles-ci recouvrent une très large surface de l'Afrique du Sud et proviennent d'éruptions successives de structures volcaniques. Ces écoulements ont formé des couches sub-horizontales sur plusieurs centaines à un millier de mètres d'épaisseur. La texture du basalte est fine, similaire à celle de la dolérite. Ce basalte est fortement diaclasé et présente de nombreuses failles qui interceptent le cours du Zambèze. Celles-ci sont à l'origine des nombreuses chutes et rapides, dont les fameuses chutes Victoria, situées à 70 km en aval. Des failles transverses affectent le secteur. Des sédiments fluviatiles récents de sable fin à moyen surmontent le substratum sur des épaisseurs allant de moins d'1 m à 3 ou 4 m, et pouvant atteindre 7 m très localement, en rive gauche.

LES SOLUTIONS ENVISAGÉES

Trois solutions ont été envisagées au démarrage des études. Toutes présentent la même conception de fondations, constituées de massifs en gros béton. Les sondages de fin 2010 ont confirmé ce choix. De même, les trois solutions présentent la même conception d'appuis : des culées enterrées dans des talus à 2H/1V, protégés par des matelas de gabions, et des piles en portiques, profilées hydrauliquement. Tous les appareils d'appui sont mécaniques, à disques ou sphériques.

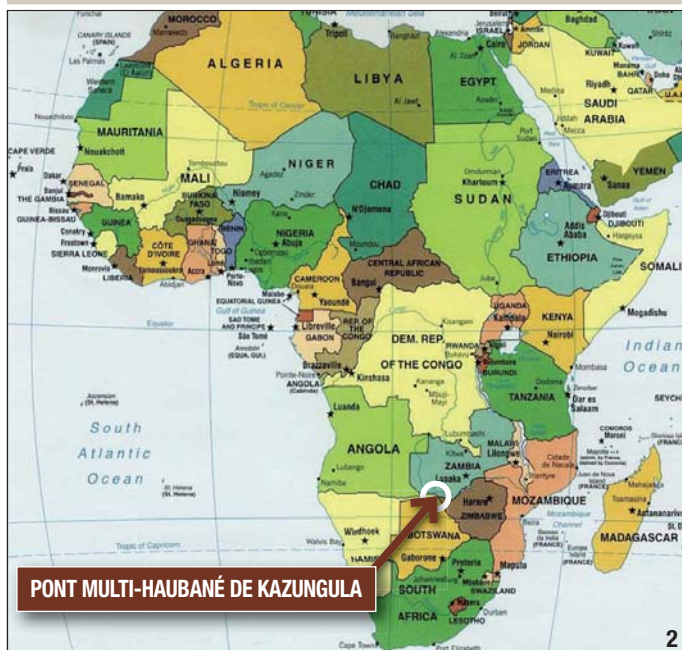
Les solutions de tablier considérées ont été les suivantes :

- Caisson classique continu en béton précontraint de hauteur variable ;
- Poutres latérales métalliques de hauteur variable de type Warren. Cette solution typiquement ferroviaire a pour avantage principal d'abaisser au maximum le profil en long, et donc celui des rampes et remblais d'accès (figure 4) ;
- Caisson continu de hauteur constante, haubané surbaissé ou « extradossé » (figures 1 et 5).

Bien qu'elle soit un peu plus chère que la première solution, c'est finalement la solution « extradossée » qui a été retenue par le client du fait de son esthétique. La figure 6 en donne l'allure générale. Cette solution a donc fait l'objet d'un avant-projet sommaire et d'une maquette réalisée par le cabinet d'architecture Lavigne-Chéron et présentée à Gaborone en décembre 2009 (photo 7).

CAHIER DES CHARGES DU PONT

- Règlements de calcul de la CDA, complétés par les British Standards.
- Trafic ferroviaire en alternance avec le trafic routier.
- Forte transparence hydraulique dans cette zone de confluence.
- Ouverture entre culées d'au moins 800 m au niveau des PHE centennales.
- Structure de tablier au-dessus du gabarit de navigation des bateaux-safaris.
- Courbure en plan d'au moins 1 000 m et rampes d'accès à moins de 0,4 %, sur demande ferroviaire.
- Section transversale fonctionnelle devant comporter une voie ferrée au gabarit dit « du Cap » (1,07 m), deux voies routières de 3,50 m de largeur et deux larges trottoirs (1,90 m) protégés, côté trafic routier, par une barrière en béton.
- Sismicité correspondant à une accélération de 0,09 g au niveau du sol rocheux.
- Déformation maximale à mi-portée, sous charges maximales ferroviaires, du 1/1 000^e de la portée.
- Éclairage de chaussée pouvant être réduit en période nocturne de moindre trafic dans un souci de respect de la vie animale.



Après approbation de cette première phase d'études, le « detailed design » et les études d'exécution ont été réalisées tout au long de l'année 2010, en parallèle avec la reconnaissance des sols.

RECONNAISSANCE DES SOLS

Elle a été effectuée durant la saison sèche par des moyens terrestres et nautiques sur barge (photo 8) pour intervenir au droit des futurs appuis en site aquatique. Limitée à un seul sondage de reconnaissance par appui pour des raisons financières, la campagne comportait les travaux suivants :

- Par appui, réalisation d'un sondage carotté de 15 à 20 m de profondeur, accompagné d'essais SPT dans les alluvions et d'essais de perméabilité Lefranc/Lugeon ;
- En laboratoire, essais de cisaillement et de résistance en compression simple sur roche et essais classiques d'identification.

Les carottages dans le substratum ont tous été réalisés au carottier rotatif T6-146 mm permettant de prélever des échantillons de 128 mm de diamètre. Ce diamètre était imposé au marché pour permettre d'obtenir un taux de récupération approchant 100 % malgré l'intense fracturation du basalte (photo 9).

CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE

Le site est homogène, caractérisé par :
→ Un faible recouvrement de sables fins silteux à finement graveleux alluvionnaires. La puissance de ce niveau

2- Situation géographique.
3- L'ouvrage se situe dans un environnement naturel remarquable près des chutes Victoria.

2- Geographic location.
3- The bridge is located in a remarkable natural environment near Victoria Falls.

4- Solution Warren : poutres latérales métalliques de hauteur variable.

5- Solution extradossée.

6- Plan d'ensemble de la solution « extradossée ».

7- Maquette réalisée par le cabinet d'architecture Lavigne-Chéron.



4

4- Warren design: Steel side girders of variable height.

5- Curved design.

6- General layout of the curved design.

7- Mock-up produced by the Lavigne-Chéron architectural firm.

de sable parfois argileux varie de quelques dizaines de centimètres en bordure rive droite de la Chobe à une épaisseur de 7 m en rive gauche du Zambèze ;

→ La présence proche d'un substratum de roche de lave de basalte avec ponctuellement en surface quelques décimètres de roche sédimentaire de silicrète et calcrète.

Le substratum de basalte est caractérisé par des essais RQD généralement très faibles, avec des valeurs souvent nulles et n'atteignant 50 % que localement, malgré un pourcentage de

carottage de 100 %. Il est caractérisé par la présence de discontinuités sub-horizontales très nombreuses, avec une moyenne de 15 à 20 par mètre de longueur, des niveaux présentant plus de 20 discontinuités par mètre et des horizons tellement fracturés que la récupération se fait sous forme de grave grossière. Le basalte est également caractérisé par des discontinuités subverticales et par des niveaux d'altération et de décomposition prononcée de la roche en argile sableuse atteignant une épaisseur de 0,40 à 0,75 m inclus dans la matrice rocheuse.

CONDITIONS HYDRAULIQUES ET AFFOUILLEMENTS

Le Zambèze est un fleuve au débit variant fortement entre des étiages voisins de 1 500 m³/s et des crues atteignant sur le site 8 000 à 10 000 m³/s. Les vitesses d'écoulement sont en moyenne de 1 à 1,40 m/s pour les faibles débits en période courante. Mais, en période de pluies, elles atteignent 2,30 à 2,40 m/s lors de ses crues et celles de son affluent, la Chobe. Les matériaux alluvionnaires sont des sables fins caractérisés par des diamètres variant de 0,1 à 1 mm ▷



5

PLAN D'ENSEMBLE DE LA SOLUTION « EXTRADOSSÉE »



6



7



8



9

et un diamètre moyen de 0,25 mm. Ces sables fins sont affouillables. Les alluvions sont totalement mobilisées, en crue avec perte des propriétés mécaniques sur toute leur épaisseur jusqu'au toit du basalte. Cet affouillement généralisé supprime toute portance des alluvions sableuses. L'affouillement local se développe en amont de l'obstacle que constitue chacune des piles implantées dans le lit de la rivière. Pour éviter la mise en œuvre de protection des fonds sur le pourtour des appuis, il est prévu que la semelle de fondation de chacun des appuis en rivière soit totalement encastrée sous le lit alluvionnaire.

**OUVRAGE « EXTRADOSSÉ »
MULTI-HAUBANÉ SURBAISSÉ**

La travure est symétrique et présente les portées suivantes : 54 m – 85 m – 5 x 129 m – 85 m – 54 m, totalisant ainsi 923 m entre culées (figure 10). Les travées de rive, courtes, ne sont pas haubanées. La construction des travées centrales se fait à l'avancement en place par encorbellements de 4 m successifs sur équipages mobiles suivant la méthode usuelle. En raison de l'important espacement (8 m) entre haubans, un petit mât auxiliaire mobile de haubanage est nécessaire. La construction des travées de rive est réalisée en place sur cintres. Des clavages coulés en place entre fléaux et travées de rive ainsi que des câbles de précontrainte éclisses assurent le monolithisme de l'ensemble.

**FONDACTIONS DES PILES
ET CULÉES**

Les sols de recouvrement ne sont pas aptes à reprendre des charges élevées, qui atteignent des valeurs de 130 MN. Il est donc nécessaire de positionner l'assise des fondations dans le massif rocheux sous-jacent (figure 11). La technique de fondation des piles

consiste à descendre les charges directement jusqu'au bon sol, après un encastrement moyen de l'ordre de 1 à 4,50 m au-delà des horizons de roche décomposée et très fracturée, par l'intermédiaire d'un massif de béton immergé coulé dans une enceinte de palplanches métalliques battues jusque dans le substratum. La pression admissible retenue dans ce substratum peu altéré mais encore largement fissuré est de l'ordre de 1 MPa. Sa résistance mécanique est, pour six piles sur les huit, renforcée par des barres verticales de diamètre 40 mm scellées sur une hauteur minimale de 5 m sous le niveau de fondation, qui permettent de rendre homogènes et de valeurs

8- Barge de reconnaissances géotechniques.

9- Carottages.

10- Plan de situation.

8- Geotechnical reconnaissance barge.

9- Core sampling.

10- Location drawing.

suffisantes les propriétés mécaniques des roches fracturées présentes sous la semelle.

Sous les culées, les descentes de charges sont relativement peu élevées, avec une valeur aux états limites de service permanent de 28 MN au niveau du chevêtre. On recherche un niveau de fondation dans le substratum de basalte après un encastrement de l'ordre de 1 m. Afin de limiter les travaux de blindage provisoire des fouilles nécessaires pour atteindre ce niveau, il est envisagé d'établir chaque culée sur deux caissons cylindriques de 3,60 m de diamètre externe et 2,60 m de diamètre interne, bétonnés à l'avancement lors de la descente. Ces puits sont foncés par havage dans les remblais, les alluvions et la frange d'altération du basalte. Le niveau de fondation du basalte très fracturé est renforcé par la mise en œuvre de barres de diamètre 40 mm scellées sur 5 m de hauteur dans le substratum. Le caisson est ensuite rempli de béton à la base pour constituer un bouchon résistant. Au-dessus, il est prolongé en élévation par une colonne creuse de même diamètre jusqu'au chevêtre dans lequel celle-ci s'encastré (figure 12).

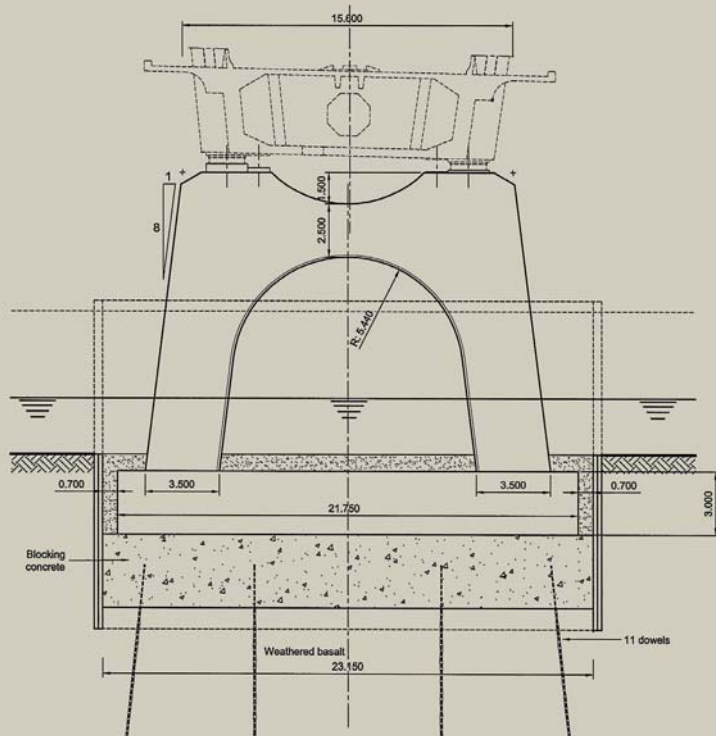
APPUIS EN ÉLÉVATION

Les lignes d'appuis sont radiales. Les culées sont enterrées dans un talus en remblai, de pente 2H/1V, protégée de l'érosion par un matelas de gabions (photo 13). Le tablier s'y appuie en tête par l'intermédiaire de deux appareils d'appui de 10 MN de charge admissible en service. Les piles sont des portiques construits à l'abri de batardeaux et de bouchons de gros béton (figure 14). Les piédroits sont inclinés à 1/8 par rapport à la verticale. La traverse supérieure est travaillée en forme d'arc. En section horizontale, les piédroits s'inscrivent dans une ellipse. Le tablier s'y appuie en tête par l'in-



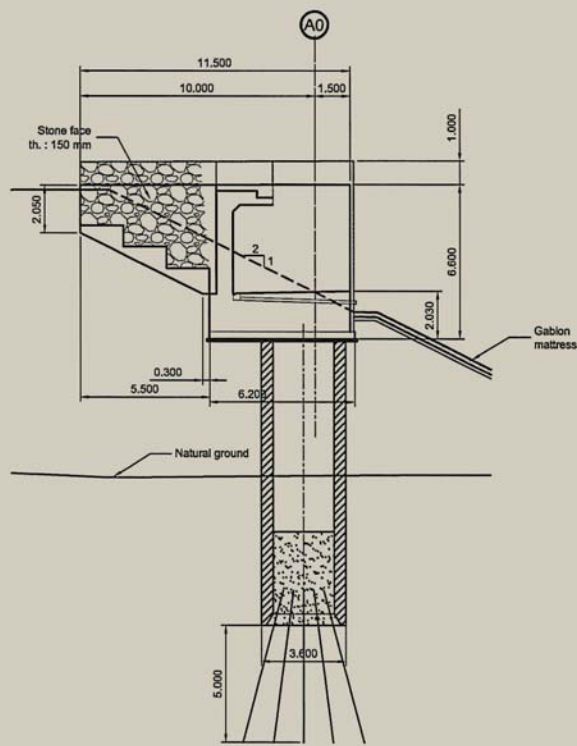
10

PILES ET FONDATIONS



11

CULÉES ET FONDATIONS



12

termédiaire de deux appareils d'appui de 50 MN de charge admissible en service (figure 11). Longitudinalement, les appareils d'appui sont fixes sur les deux piles centrales et glissants sur les autres appuis. Transversalement, ils sont fixes côté intérieur de la courbe et glissants côté extérieur.

AMORTISSEURS SISMIQUES

Afin de limiter les efforts longitudinaux considérables de séisme sur les points fixes centraux, des amortisseurs visco-dynamiques (amortisseurs classiques dans lesquels l'huile est remplacée par une pâte siliconée) sont installés en tête des 2 x 2 piles situées de part et d'autre des piles centrales. Sous les actions lentes de température, retrait, fluage, ils n'opposent aucune réaction. Par contre, sous les actions rapides de séisme, ils se bloquent « visqueusement » en absorbant l'énergie.

En conséquence, les forces horizontales longitudinales s'exerçant sur les piles centrales sont fortement réduites, mais celles appliquées aux autres piles continueront de rester acceptables.

STRUCTURE MONO-CAISSON

La structure du tablier (figure 15) est un mono-caisson de 4 m de hauteur et 18,50 m de largeur (20 m localement aux contournements des pylônes par

les trottoirs). Le haubannage est en semi-harpe surbaissée, présentant un angle de 15° sur l'horizontale (arc tg 0,30) pour le hauban le plus incliné (figure 16). Cette valeur est à comparer à celle des ponts haubanés classiques (arc tg 0,45), ce qui en fait l'originalité. Les pylônes sont encastrés dans le tablier, au niveau des diaphragmes sur appuis. Ils culminent à 16 m au-dessus du tablier et sont constitués de deux bras ouverts vers le ciel selon une inclinaison de 1/8 de manière à ce que les haubans extérieurs à la courbe n'interfèrent pas avec le gabarit routier (figure 17).

Ces pylônes supportent les deux nappes de six haubans constitués chacun de 28 à 51 torons galvanisés, cirés, gainés PEHD, via des selles multitubulaires cintrées à 2,50 m au minimum, dont la principale caractéristique est de permettre le démontage-montage individuel des torons en toutes circonstances, même sous trafic normal. Nous rappelons le principe de fonctionnement de ce type de structure, dont la première réalisation fut développée à Saint-Rémy-de-Maurienne en 1996 :

→ Sous l'action du poids propre (l'essentiel de la charge appliquée), la structure se comporte comme un pont à haubans traditionnel, car le poids du tablier est complètement équilibré

11- Piles et fondations.

12- Culées et fondations.

13- Travée de rive.

11- Piers and foundations.

12- Abutments and foundations.

13- End span.

par la composante verticale des forces imposées aux haubans ;

→ Sous l'action des superstructures et autres surcharges, la structure se comporte presque comme un pont conventionnel en béton précontraint, car ces charges sont presque complètement équilibrées par le caisson. En effet, à l'inverse du pont haubané conventionnel, le fonctionnement en poutre sur appuis élastiques conduit à une faible participation du haubannage par rapport à la poutre, beaucoup plus raide. En corollaire, la fatigue dans l'acier des haubans n'est plus un critère important de dimensionnement. La contrainte maximale admissible de 0,45 Rg (contrainte de rupture garantie du toron) en hauban classique et de ▷



13

0,75 Rg en précontrainte classique est prise égale à 0,60 Rg pour le pont « extradossé » de Kazungula.

Transversalement, une entretoise précontrainte tous les 4 m ramène les charges du hourdis supérieur vers les âmes du caisson, où elles sont reprises par les haubans ancrés dans leur voisinage immédiat. Deux longrines situées au droit des rails raidissent la dalle supérieure et transmettent, sans déformation, les charges aux pièces de pont. Sur appuis, d'épais diaphragmes permettent de transférer les charges du pylône aux appareils d'appui et, via une précontrainte horizontale, d'ancrer les charges de séisme transversal (environ 10 MN) appliquées sur les appareils d'appui, fixes transversalement.

SUPERSTRUCTURES

Trois types de superstructures sont spécifiques à l'ouvrage (figure 18) :

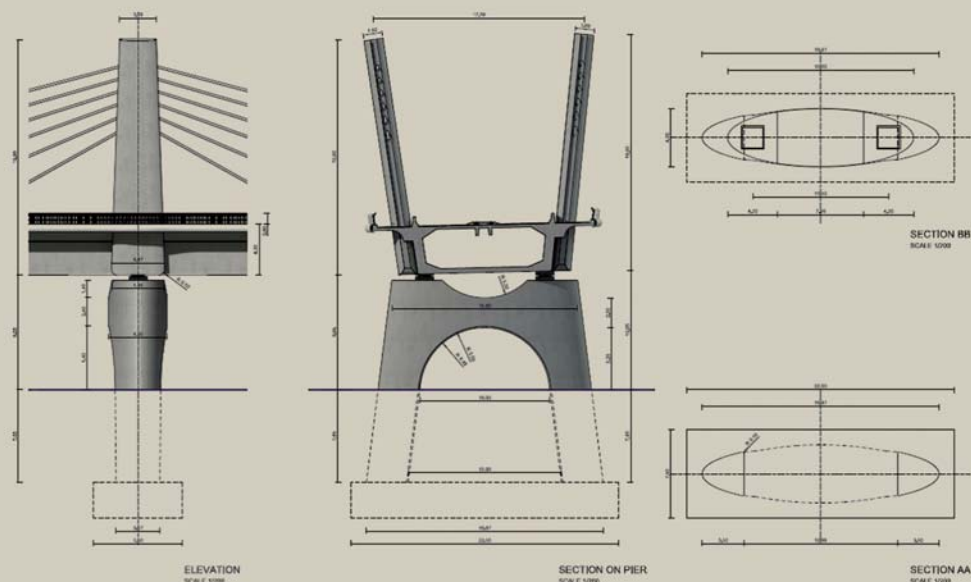
→ La bande centrale ferroviaire : la voie

ferrée devant être franchissable occasionnellement (cas de panne d'un véhicule routier sur la voie), les rails sont placés dans deux sillons étroits incorporés à un massif de béton connecté au hourdis, comportant des pentes latérales franchissables inclinées à 3H/1V ;

→ L'éclairage : l'éclairage fonctionnel du tablier du pont est assuré par des luminaires équipés de lampes sodium haute pression (SHP), fixés en haut de candélabres ou directement sur les haubans par l'intermédiaire d'une console spécifique. L'éclairage de mise

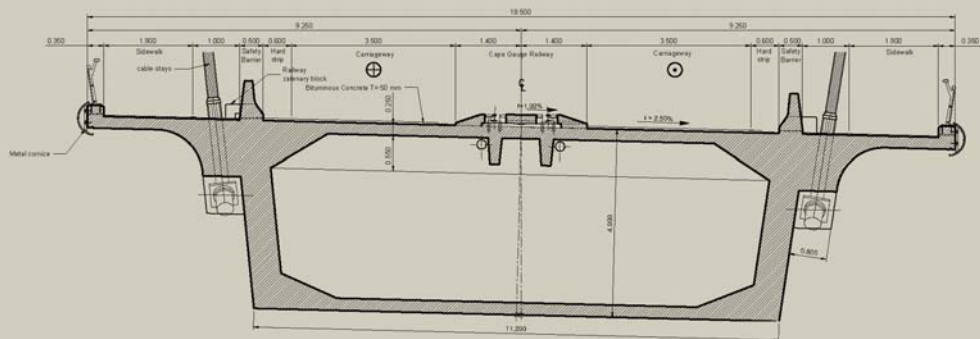
en valeur est réalisé par des projecteurs équipés de lampes nouvelle génération (LEDs). Ils sont disposés en tête de pylône en sortie de selle de chaque hauban. Cette lumière bleutée vient surligner la face extérieure de chaque hauban, permettant de redécouvrir

SECTIONS DES PILES



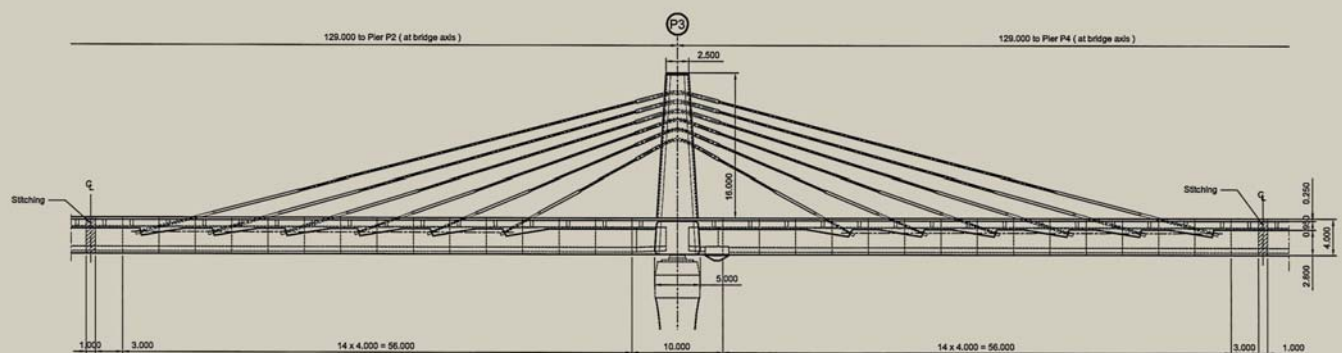
14

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER



15

COUPE LONGITUDINALE DU TABLIER

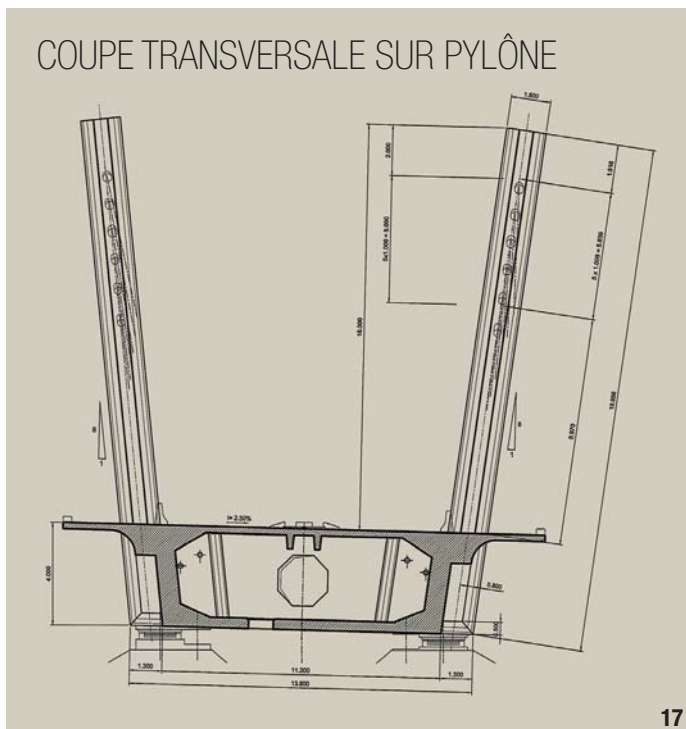


16

- 14- Sections des piles.
- 15- Coupe transversale du tablier.
- 16- Coupe longitudinale du tablier.

- 14- Pier cross sections.
- 15- Deck cross section.
- 16- Deck longitudinal section.

COUPE TRANSVERSALE SUR PYLÔNE



17- Coupe transversale sur pylône.

18- Les superstructures.

17- Cross section on pylon.

18- Superstructure.

des selles d'ancrage multitubulaires, permettant un démontage-remontage individuel des torons de haubans et un pylône simplement plein, semble devoir favoriser le développement de cette solution, amorcée en France il y a quinze ans mais en sommeil depuis. Combinant les avantages de coût, d'architecture et d'épaisseur de caisson, elle devrait s'installer durablement en variante au caisson continu de hauteur variable dans la gamme des 100 à 200 m de portée. □

l'architecture la nuit en faisant réapparaître les éléments essentiels du pont. Tout en rehaussant la beauté du site, elle respecte la vie animale nocturne ;
→ Les paratonnerres : ils sont installés au sommet du bras le plus haut de chaque pylône et couvrent le bras en vis-à-vis.

AVANCEMENT DES ÉTUDES

Le projet d'exécution a été remis à fin janvier 2011. Le DCE est maintenant en cours d'élaboration. Cet article présente la conception du projet à un stade avancé de développement ;

la construction de l'ouvrage donnera lieu à un article ultérieur. Les travaux seront financés par la Banque africaine de développement, les gouvernements des deux pays concernés, ainsi que par des plans d'aide internationaux. En conclusion, ce type de tablier haubané surbaissé peut être considéré soit comme une extrapolation d'une solution à câbles de précontrainte continus mais extérieurs au caisson sur appuis, en position extradossée, soit comme une interpolation de la solution haubanée classique avec une moindre inclinaison des haubans. La technique

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE (CLIENT DU GROUPEMENT) : Ministère des TP et Transports du Botswana ; ministère des TP et Transports de Zambie

COORDINATEUR MAÎTRE D'OUVRAGE : CDAA (Communauté de développement de l'Afrique australe)

GROUPEMENT

EGIS JMI : Projet du pont ; conseil architecture par le cabinet Lavigne-Chéron ; conseil géotechnique par Jean-Pierre Levillain ingénieur conseil ; conseil mise en lumière par Egis aménagement

EGIS BCEOM : Projet des voies d'accès et postes, études économiques et environnementales

ABSTRACT

THE KAZUNGULA MULTIPLE-CABLE-STAYED BRIDGE OVER THE ZAMBEZI

EGIS JMI: GUY FRÉMONT, ZE YI WU - THOMAS LAVIGNE

The future Kazungula rail and road bridge will cross the Zambezi, replacing the current link, by ferryboats, between Botswana to the South and Zambia to the North, on the edge of Namibia's Caprivi Strip and a stone's throw from the Zimbabwe border. The structure, a plane curve 920 metres long, will cross the confluence of the Chobe and Zambezi Rivers with five continuous cable-stayed spans each 129 m long. A very distinctive architecture should make it a flagship structure in this region very popular with tourists, in particular due to its wealth of wildlife. □

EL PUENTE MULTI-ATIRANTADO DE KAZUNGULA SOBRE EL RÍO ZAMBEZE

EGIS JMI: GUY FRÉMONT, ZE YI WU - THOMAS LAVIGNE

El futuro puente ferrocarril-carretera de Kazungula cruzará el río Zambeze para sustituir el actual enlace por transbordador, entre Botswana en el sur y Zambia en el norte, en el límite de la banda namibia de Caprivi y muy cerca de la frontera de Zimbabwe. La estructura, curva en planta y de 920 m de longitud, atravesará la confluencia del río Chobe con el Zambeze por medio de cinco tramos continuos atirantados de 129 m de longitud cada uno. Una arquitectura bien marcada debe convertirlo en una obra estrella de esta región sumamente turística, debido particularmente a su riqueza en animales salvajes. □

LE PONT EXTRADOSSÉ DE MOOLCHAND POUR LE MÉTRO DE DELHI (INDE)

AUTEURS : SERGE MONTENS, ABDELGHANI MHEDDEN, MOHAMMAD SHAHID, GEORGES MAURIS, SYSTRA

LE PONT EXTRADOSSÉ DE MOOLCHAND SE TROUVE SUR LA LIGNE VIOLETTE DU MÉTRO DE DELHI. IL PERMET AUX VOIES DU MÉTRO DE TRAVERSER DEUX INFRASTRUCTURES SUPERPOSÉES : UNE ROUTE ELLE-MÊME ENJAMBANT UNE IMPORTANTE TRANCHÉE COUVERTE, TOUTES DEUX CARACTÉRISÉES PAR UN FORT TRAFIC. SYSTRA A EFFECTUÉ LA CONCEPTION DU PONT, SES ÉTUDES DÉTAILLÉES, AINSI QUE L'ASSISTANCE TECHNIQUE DURANT LES TRAVAUX.



1
© LUCIE-ANNE GIRAULT / SYSTRA

LA CONCEPTION GÉNÉRALE

Le pont de Moolchand sur la ligne violette du métro de Delhi franchit un carrefour complexe : voies autoroutières en surface et tranchée couverte en souterrain (figure 2 et photo 3).

Compte tenu du flux de voitures sur les voies en surface et à l'intérieur du tunnel,

aucune pile de pont ne pouvait être implantée sur le terre-plein central de l'autoroute. La portée minimale requise était donc de l'ordre de 65 m (figure 4). Le viaduc courant de cette ligne de métro est constitué par un tablier en caisson trapézoïdal en béton précontraint. Du fait du gabarit de circulation

1- Vue d'ensemble de l'ouvrage fini.

1- General view of the finished structure.

routière, il était nécessaire de minimiser l'épaisseur du tablier du pont, afin de ne pas être obligé de remonter le profil en long de la voie. Systra a donc proposé un pont extradosé, dont le tablier est le même que celui du viaduc courant. Cette solution présentait les avantages suivants :

2- Vue en plan de l'ouvrage avec principaux flux automobiles autour du pont.

3- Trafic à l'heure de pointe au niveau du carrefour (observé depuis le pont).

4- Vue en élévation de l'ouvrage.

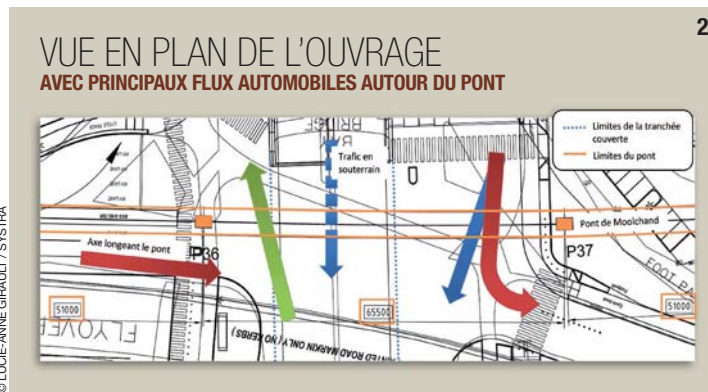
5- Section d'un voussoir type.

2- Plan view of the structure with main automotive flows around the bridge.

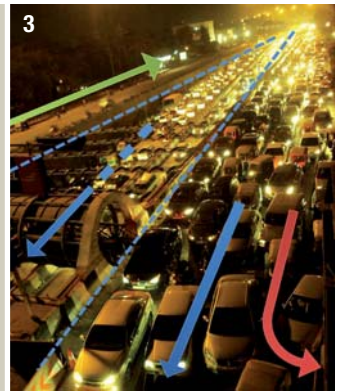
3- Peak-hour traffic at the intersection level (seen from the bridge).

4- Elevation view of the structure.

5- Cross section of a standard segment.



© LUCIE-ANNE GIRAULT / SYSTRA



→ Esthétiquement, l'épaisseur du tablier étant la même que celle du viaduc courant, il y a une continuité de la ligne globale du viaduc ;

→ Constructivement, les mêmes coffrages peuvent être utilisés pour la préfabrication du viaduc courant et du tablier extradossé, ce qui engendre des économies ;

→ Les pylônes et les câbles extradossés donnent à l'ouvrage un caractère remarquable, très visible par les usagers des voiries routières, devenant selon le vœu du maître d'ouvrage, le « signature bridge » de la ligne violette.

De façon à éviter la mise en place d'un joint de rail, coûteux en investissement mais surtout en maintenance, la lon-

gueur dilatable de l'ouvrage devait être inférieure à environ 90 m. En plaçant un appui fixe longitudinalement sur une des piles principales, elle aurait été égale à 116 m. Il était donc plus intéressant de placer des appuis fixes longitudinaux sur les deux piles principales, ce qui donne une longueur dilatable de 83,75 m.

Par ailleurs, la construction de la travée centrale étant prévue par encorbellement, il fallait assurer la stabilité des fléaux en phase de construction. L'encastrement en phase de service de l'ensemble tablier-pylônes sur les piles permet d'assurer la stabilité provisoire « gratuitement », sans engendrer de coût spécifique. Il fallait alors doser la

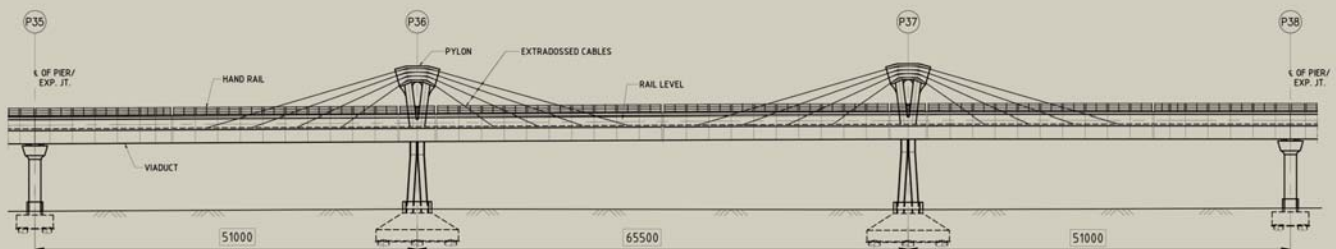
raideur des piles. En effet, une raideur insuffisante occasionne des contraintes trop fortes dans les longs rails soudés sous charges de freinage-accelération. Une raideur trop forte entraîne une augmentation des efforts sismiques, et des efforts dans les piles et le tablier sous l'action des variations thermiques et du retrait-fluage du tablier.

TABLIER

Le tablier est une poutre-caisson en béton précontraint. Le béton est un C40/50, caractérisé par une résistance en compression à 28 jours de 50 MPa sur cube (40 MPa sur cylindre).

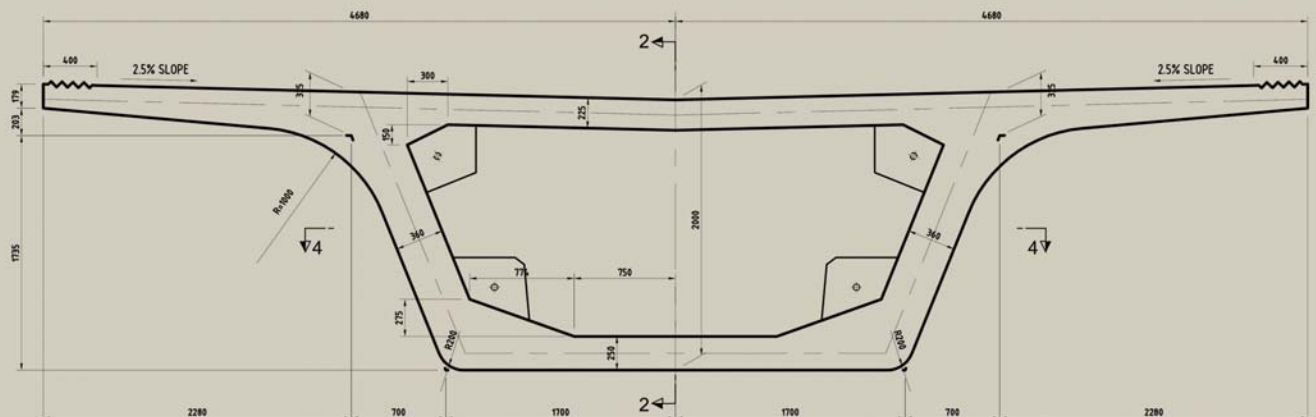
La hauteur de la section est de 2 m et sa largeur de 9,36 m (figure 5). ▷

VUE EN ÉLÉVATION DE L'OUVRAGE



4

SECTION D'UN VOUSOIR TYPE



5

© SYSTRA

Le hourdis supérieur a une épaisseur variable de 335 mm à 180 mm.

Le hourdis inférieur a une largeur de 3,4 m et une épaisseur de 250 mm. Les âmes ont une épaisseur de 360 mm. La moitié de l'ouvrage est courbe en plan, avec une courbure variable (rayon minimal de 800 m).

La précontrainte est constituée par :

→ 4 câbles extradossés par pylône, qui passent en selle sur les pylônes (2 unités 27T15 et 2 unités 37T15),

→ 10 paires de câbles de fléau pour chaque fléau (unités 12T15),

→ 8 paires de câbles de continuité dans la travée centrale (unités 12T15),

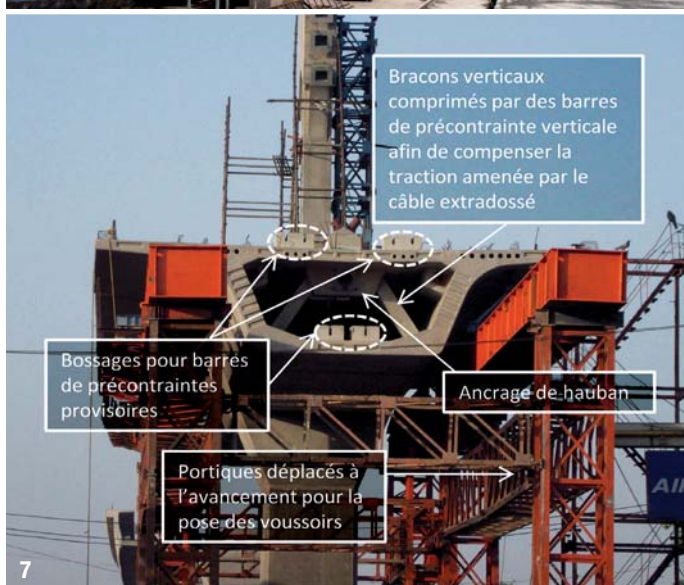
→ 6 paires de câbles de continuité dans les travées latérales (unités 12T15).

Au droit des ancrages des câbles extradossés, des bracons inclinés en béton précontraint permettent de transférer l'effort au bas des âmes du caisson.

Un muret central en béton permet de protéger les câbles extradossés lors d'un éventuel déraillement d'un train.

PILES ET PYLÔNES

Les pylônes ont une hauteur de 8 m au-dessus de l'extrados du tablier. Ils ont une section transversale de 0,70 m, et variable de 2 m à 6 m longitudinalement, de façon à pouvoir supporter les selles qui ont des rayons variant de



3,85 m à 9,5 m. Les piles sous pylônes ont une section de 2 m transversalement, et variable de 3 m à 2 m longitudinalement.

FONDATEMENTS

Les fondations des piles principales sont constituées de 6 pieux de 1,5 m de diamètre, reliés par une semelle mesurant 12,2 m x 6,5 m et de 3,75 m d'épaisseur. Les pieux ont une profondeur de 22 m.

6- Aire de préfabrication des voussoirs.

7- Cycle d'encorbellement avec palées-portique.

8- Portiques positionnés à l'avancement.

6- Segment préfabrication area.

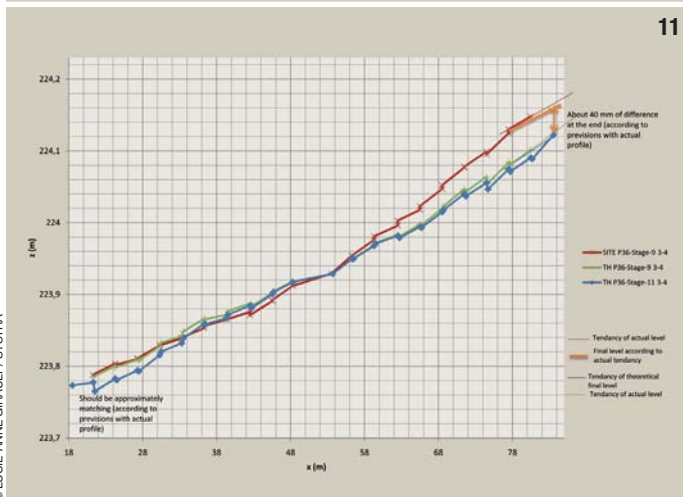
7- Cantilevering cycle with portal bents.

8- Portal structures installed as work progressed.





10



11



9



12



13

9- Opérateurs en charge du contrôle par lift-off.
10 & 11- Courbes quotidiennes de suivi des flèches avec prévisions.
12- Cale encollée dans une clé de cisaillement.
13- Vue du hourdis supérieur après positionnement des cales et tension des barres.

9- Operators in charge of lift-off testing.
10 & 11- Daily sag monitoring curves with forecasts.
12- Spacer bonded in a shear key.
13- View of the top slab after positioning the spacers and tensioning the bars.

LES ÉTUDES

L'étude du tablier a été réalisée avec une modélisation filaire. Le tablier étant encadré dans les piles principales, les variations thermiques, ainsi que le retrait et le fluage du tablier vont créer une flexion longitudinale des piles principales et des fondations. Afin de limiter ces flexions, il a été décidé d'appliquer un effort horizontal longitudinal entre les extrémités des deux fléaux, avant leur clavage, à la clé de la travée centrale, au moyen de vérins. Cela permet d'appliquer aux piles principales et à leurs fondations des efforts de flexion longitudinale de signe inverse de ceux qui seront créés par le retrait-fluage du tablier. Un fin dosage de l'effort de vérinage permet d'optimiser les moments de flexion en pied et en tête des piles principales dans les deux situations : en phase de construction, et en service après retrait-fluage du tablier.

L'étude sismique a été faite par analyse spectrale multimodale. Les câbles extradossés ont été vérifiés à la fatigue en appliquant le critère de Miner, à partir de données sur le trafic prévu. Cela a conduit à prévoir des ancrages

de haubans, et non des ancrages de précontrainte. La contrainte admissible à l'ELS (état limite de service) a été déterminée d'après le chapitre sur les câbles extradossés figurant dans les Recommandations du Sétra sur les haubans : elle vaut 51 % de la contrainte de rupture.

LES MÉTHODES DE CONSTRUCTION CYCLE DE CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT « CONTRARIÉ »

Les voussoirs sur piles ont été coulés en place. Une fois le premier voussoir préfabriqué orienté selon les calculs de contreflèche, un clavage de 200 mm est réalisé entre les deux voussoirs et la première paire de câbles de fléau est tendue (photo 6).

Le tablier devait être construit par encorbellement symétrique à partir des piles sous pylônes, à l'aide de voussoirs préfabriqués. Finalement, le maître d'œuvre a décidé d'adopter une méthode plus simple et laissant moins de marge d'erreur au constructeur : des palées en forme de portique sont instal-

lées à l'avancement et positionnées afin de ne pas encombrer le trafic existant. Le cycle s'effectue en trois temps. Le voussoir est levé avec une grue mobile et positionné sur des vérins, reposant eux-mêmes sur des palées métalliques (photo 7).

La section des voussoirs est badi-geonnée de colle époxy, 6 barres de précontrainte étant tendues (le voussoir décolle alors des vérins sur lesquels il reposait) dans la demi-heure suivante afin d'assurer une pénétration de la colle dans tous les interstices. La mise en tension des câbles de fléaux peut alors avoir lieu quelques heures après, et les barres provisoires sont alors détendues (photo 8).

À partir de la 3^e paire de voussoirs posée, un voussoir sur deux comprend un ancrage de hauban. Pour un voussoir de ce type, le cycle est le même jusqu'à la fin de la tension des câbles de fléau. La gaine du hauban est positionnée, les monotorons gainés-graissés y sont poussés puis mis en place au niveau de l'ancrage. Pour des raisons de coût d'importation de matériel et de facilité de manutention, la mise en tension

s'effectue à l'aide d'un vérin monotoron (poids d'à peine 25 kg). Les tensions à appliquer à chaque toron seront donc toutes différentes, la tension du toron (n) amenant une dé-tension partielle du toron (n-1) du fait de la souplesse du tablier. À l'issue de la mise en tension du câble, un contrôle est effectué afin de vérifier que la tension globale du hauban est bien celle escomptée : c'est la méthode par lift-off (photo 9). Le toron est tiré de l'arrière jusqu'à ce qu'on aperçoive la clavette se décoller de la plaque d'ancrage de façon nette et subite. L'opérateur signale ce décollement et la pression correspondante est relevée depuis le manomètre. Cette méthode est devenue standardisée après que des expériences aient montré qu'il n'y a quasiment aucune perte par rentrée d'ancrage durant cette opération : la clavette qui « mord » le toron, se décolle à peine de son encoche pour retrouver immédiatement sa configuration lors du relâchement de pression. La force appliquée à chaque câble est très faible à cette étape de la construction afin de ne pas ouvrir les joints en fibre inférieure. ▷



14

© LUCIE-ANNE GIRAULT / SYSTRA

14- Préparation des travées de rive.

15- Vérins reportant la charge au tablier à travers les bossages utilisés pour brêler les derniers voussoirs du fléau.

16- Vue du vérinage depuis le hourdis supérieur.

14- Preparation of end spans.

15- Jacks transferring the load to the deck via the anchor blocks used to secure the last cantilever segments.

16- View of jacking from the top slab.

CONTRÔLE DE LA GÉOMÉTRIE

À chaque étape du cycle de réalisation des fléaux, les flèches sont mesurées et comparées à celles obtenues par le modèle de calcul.

Le calage délicat du premier voussoir a amené des erreurs dans l'angle des fléaux, erreurs qui ont été rapidement détectées. Une particularité des ponts-rails est qu'il ne « suffit » pas de réussir à ce que les deux fléaux se rejoignent, mais il faut dans le même temps que l'épaisseur de la plinthe de rail soit suffisante, autrement dit que ce rapprochement des deux fléaux ne se fasse pas trop haut par rapport au niveau escompté (figures 10 et 11).

Le décalage d'angle, menant selon les prévisions à un clavage à +250 mm

(par rapport à la hauteur théorique), a été rattrapé de proche en proche par des cassures angulaires en intercalant de fines bandes de fibres de verre au niveau du hourdis supérieur. Le clavage s'est fait finalement au bon niveau pour les travées de rive et à +40 mm pour la travée centrale, ce qui est acceptable (photos 12 et 13).

CLAVAGES

La partie sur cintre en travée de rive est réalisée en temps masqué. Compte tenu de sa longueur ainsi que du contexte local difficile (approvisionnement en béton, qualité des pompes...), le cycle est réalisé en deux fois.

Seuls 400 mm de tablier sont bétonnés au moment du clavage avec le fléau

afin de raccourcir le temps de cette opération.

Les 6 paires de câbles 12T15 de la travée de rive sont alors tendues sur deux jours (photo 14).

Une fois les deux travées de rive clavées avec leurs fléaux respectifs, on prépare le vérinage longitudinal du pont. Il s'effectue au niveau du voussoir de clavage de la travée centrale. Les vérins reposent de part et d'autre sur un treillis métallique afin de reporter la charge sur des bossages, précédemment utilisés pour le brêlage de la dernière paire de voussoirs.

Deux vérins sont positionnés au niveau du hourdis supérieur et deux au niveau du hourdis inférieur. Les sections des pistons sont choisies de façon à obtenir

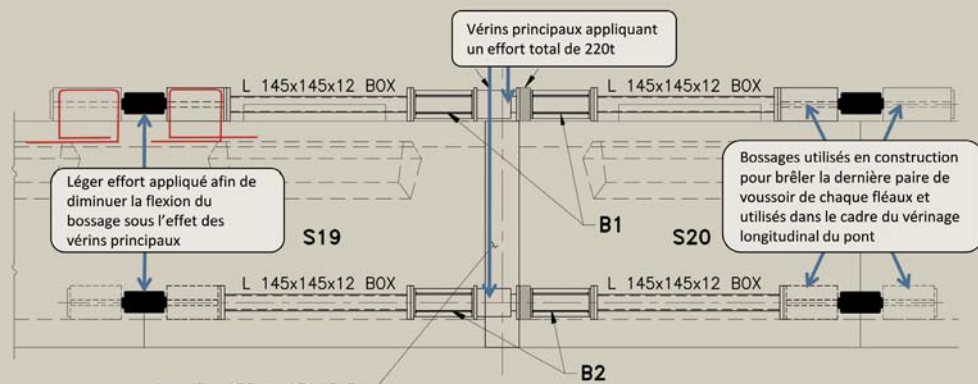
à pression égale (vérins couplés) un effort global centré au niveau du centre de gravité.

Les flèches sont mesurées en tête de pylône et à la clé du tablier toutes les 50 tonnes, afin de vérifier le bon comportement de l'ouvrage par rapport au modèle (figure 15).

Une fois les 220 tonnes appliquées, le voussoir de clavage est coulé. Les pressions des vérins sont contrôlées régulièrement durant la prise du béton afin de pallier une éventuelle fuite qui générerait une pression prématurée sur un béton trop jeune.

Les vérins sont relâchés après 36 heures. Les 8 paires de câbles de continuité 12T15 sont alors tendues (photo 16).

VÉRINS REPORTANT LA CHARGE AU TABLIER À TRAVERS LES BOSSAGES UTILISÉS POUR BRÊLER LES DERNIERS VOUSSOIRS DU FLÉAU

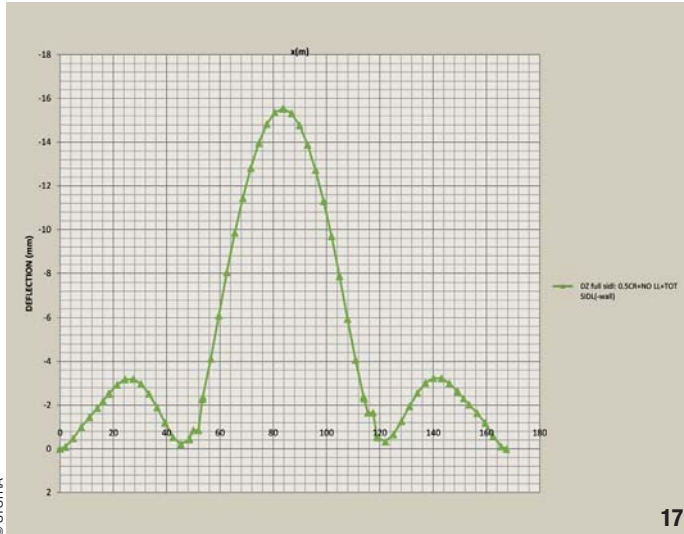


15



16

© LUCIE-ANNE GIRAULT / SYSTRA



17- Contreflèche de rail prenant en compte : 50 % du fluage long terme + superstructures (sauf muret coulé avant).

17- Rail camber allowing for: 50% of long-term creep + superstructures (except pre-cast low wall).

PHASAGE APRÈS CLAVAGE

Il est aménagé en 7 étapes et modifié (par rapport aux calculs initiaux) de façon à faciliter le travail des équipes de voie notamment :

→ Bétonnage du muret central de protection des câbles extradossés,

→ Pose de contrepoids en travée de rive,
→ Mise en tension de 2^e phase des câbles extradossés (étape 9),

→ Calage du rail et coulage des plinthes de rail,

→ Vérification des flèches et des niveaux de rail et vérification des tensions des câbles extradossés,

→ Pose des superstructures restantes,
→ Vérification finale des tensions dans les câbles extradossés après pose des superstructures (étape 12).

L'étape du calage du rail peut être critique. Il faut prévoir une contreflèche pour compenser la flèche sous la charge des superstructures, afin d'arriver au niveau théorique du rail (figure 17).

Cette contreflèche est appliquée sur chantier sous forme de variation linéaire d'épaisseur de la plinthe (par simplification).

Le contrôle des efforts dans les câbles extradossés est effectué en fin de construction (tableaux A et B). □

TABLEAU A : VALEURS DES EFFORTS DE MISE EN TENSION DE 2^e PHASE (DANS L'ORDRE DU PHASAGE DE MISE EN TENSION)

Étape 9 : Mise en tension de 2 ^e phase des câbles extradossés				
Câble N°	Longueur (m)	Unité	Tension Gauche	Tension Droite
E1	25,18	27T15	332	332
E5	25,18	27T15	328	328
E2	36,68	27T15	300	300
E6	36,68	27T15	297	297
E3	48,69	37T15	247	247
E7	48,69	37T15	240	240
E4	60,84	37T15	219	219
E8	60,84	37T15	214	214

TABLEAU B : VALEURS DES EFFORTS DE MISE EN TENSION À LA FIN DE LA CONSTRUCTION (DANS L'ORDRE DU PHASAGE DE MISE EN TENSION)

Étape 12 : Tensions finales après pose des superstructures				
Câble N°	Longueur (m)	Unité	Tension Gauche	Tension Droite
E1	25,18	27T15	340	340
E2	25,18	27T15	324	324
E3	36,68	27T15	266	266
E4	36,68	27T15	245	245
E5	48,69	37T15	342	342
E6	48,69	37T15	326	326
E7	60,84	37T15	269	269
E8	60,84	37T15	249	249

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : DMRC (Delhi Metro Rail Corporation)

MAÎTRE D'ŒUVRE : DMRC (Delhi Metro Rail Corporation)

CONCEPTEUR : SYSTRA

ENTREPRISE : Gammon India

SOUS-TRAITANT : VSL (câbles extradossés et précontrainte)

ABSTRACT

THE MOOLCHAND CURVED BRIDGE FOR THE DELHI METRO (INDIA)

SYSTRA: SERGE MONTENS, ABDELGHANI MHEDDEN, MOHAMMAD SHAHID, GEORGES MAURIS

The Moolchand curved bridge is located on the purple line of the Delhi metro. It carries the metro tracks across two superposed infrastructures: a road, itself straddling a large cut-and-cover tunnel, both characterised by heavy traffic. Systra performed design and detailed engineering of the bridge and provided technical assistance during the works. □

EL PUENTE EXTRADOSADO DE MOOLCHAND PARA EL METRO DE DELHI (INDIA)

SYSTRA: SERGE MONTENS, ABDELGHANI MHEDDEN, MOHAMMAD SHAHID, GEORGES MAURIS

El puente extradossado de Moolchand está situado en la línea violeta del metro de Delhi. Permite que las vías del metro crucen dos infraestructuras superpuestas: una carretera que a su vez pasa por encima de un importante falso túnel. Las dos infraestructuras se caracterizan por un denso tráfico. Systra se ha encargado del diseño del puente, de sus estudios detallados y de la asistencia técnica durante las obras. □



1
© DR

QUELQUES RÉFLEXIONS SUR LE BOIS DANS LES TABLIERS D'OUVRAGES D'ART

AUTEURS : NICOLAS DIDIER, EGIS JMI - JEAN-MARC TANIS, EGIS JMI

LE BOIS CONNAÎT AUJOURD'HUI UN REGAIN DANS SON UTILISATION POUR LA CONSTRUCTION DES OUVRAGES D'ART, APRÈS AVOIR ÉTÉ QUASIMENT ABANDONNÉ PENDANT UN SIÈCLE AU PROFIT DU BÉTON ET DE L'ACIER. EN EFFET, DEPUIS UNE VINGTAINE D'ANNÉES, CE MATÉRIAU EST DE NOUVEAU UTILISÉ EN EUROPE, NOTAMMENT DANS LES RÉGIONS ALPINES, AU TITRE, IL FAUT BIEN LE DIRE, DE L'ORIENTATION EN MATIÈRE DE DÉVELOPPEMENT DURABLE. LE PRÉSENT ARTICLE FAIT LE POINT SUR LES POSSIBILITÉS D'UTILISATION DU BOIS, NOTAMMENT DANS LES TABLIERS D'OUVRAGES D'ART ROUTIERS.

Un des points délicats de la conception structurelle des ouvrages d'art routiers intégrant le matériau bois est sans doute le tablier⁽¹⁾. En effet, le bois ayant de faibles capacités mécaniques transversales (cisaillement, compression, traction), il est de ce fait peu apte à reprendre d'importantes charges ponctuelles. L'enjeu est donc de concevoir un tablier suffisamment rigide pour transmettre les charges à l'ensemble de la structure porteuse et de limiter ainsi les efforts de cisaillement et de flexion. Du tablier tout en bois au

TYPES DE TABLIERS INTÉGRANT LE **MATÉRIAU BOIS** DANS LEUR STRUCTURE

- **Tabliers en bois à poutres superposées ou à poutres précontraintes.**
- **Tabliers mixtes bois-acier associant le bois dans le sens longitudinal et l'acier dans le sens transversal.**
- **Tabliers mixtes bois-béton, ces deux matériaux pouvant être dissociés ou associés.**
- **Tabliers alliant les avantages des trois matériaux bois, acier et béton.**

De nombreuses possibilités d'association de matériaux refont aujourd'hui leur apparition, démontrant que le bois a réellement sa place pour permettre la construction des ouvrages routiers.

tablier mixte associant béton, acier et bois, plusieurs options s'ouvrent au concepteur pour démontrer que le bois a néanmoins sa place dans les ouvrages d'art routiers.

TABLIERS EN BOIS POUTRAISON

Une première solution structurelle pour supporter la couverture et reprendre les charges de trafic consiste à réaliser un réseau de poutres superposées. Il s'agit en général d'un ensemble hiérarchisé de la façon suivante : les poutres principales sont les poutres longitudinales

1- Pont sur la Dore à St-Gervais-sous-Meymont (Auvergne) : premier pont en France construit en bois (1994) sans limitation de charge pour la classe routière 2.

2- Vue des poutres primaires (longitudinales) et des pièces de pont (transversales) du pont sur la Dore qui supporte un trafic routier lourd.

3- Vue de la sous-face du tablier du pont sur la Dore : poutres primaires, pièces de pont, longerons et lattes (platelage).

4- Sous-face du pont de San Nicla (Suisse), tablier précontraint transversalement.

5- Rive du tablier du pont de San Nicla et dispositif de serrage des barres de précontraintes.

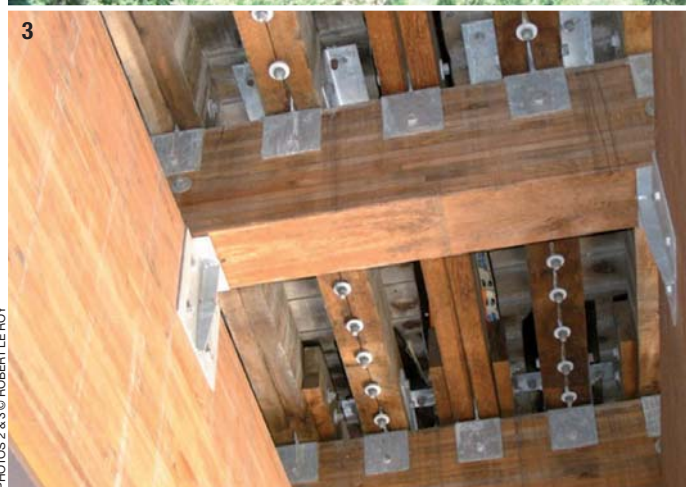
1- Bridge over the Dore at St-Gervais-sous-Meymont (Auvergne region): first bridge in France built of wood (1994) without load limitation for road class 2.

2- View of the primary (longitudinal) beams and crosspieces (transverse girders) of the bridge over the Dore which supports heavy road traffic.

3- View of the underside of the deck of the bridge over the Dore: primary beams, crosspieces, longitudinal girders and laths (decking).

4- Underside of the San Nicla bridge (Switzerland), transverse prestressed deck.

5- Edge of the deck of San Nicla Bridge and prestressing bar clamping system.



PHOTOS 2 & 3 © ROBERT LE ROY

PHOTOS 4 & 5 © VINCENT BARBIER

qui supportent les charges sur toute la longueur de l'ouvrage. Sur celles-ci sont fixées les poutres transversales appelées pièces de pont qui reprennent les charges sur la largeur de l'ouvrage. Des poutres longitudinales secondaires (ou longerons) peuvent éventuellement compléter cet ensemble (photos 2 et 3).

TABLIER EN BOIS PRÉCONTRAIT

Le tablier en bois précontraint est apparu d'abord au Canada, suite aux constats de dégradation des structures en béton armé. Outre le fait que le bois n'est pas attaqué par les sels de déverglaçage, ce type de tablier présente l'avantage de combiner légèreté, résistance, rapidité d'exécution, ainsi qu'une relative facilité de réalisation.

Le principe du platelage en bois précontraint transversalement consiste à utiliser le bois comme matériau de compression sous l'effet de tiges d'acier mises en tension. Il en résulte une section composite légère, ayant un poids volumique d'environ 6 kN/m³ (par rapport à 25 kN/m³ pour le béton). Ce type de tablier permet de mieux répartir les charges transversalement et longitudinalement et peut posséder une résistance structurelle comparable à celle d'une dalle mince en béton armé. La mise en précontrainte se déroule généralement selon trois étapes :

→ **La première séquence** de mise en tension, avec une pression variable au manomètre, correspond au serrage grossier des madriers les uns contre les autres ;

→ **La deuxième séquence** aboutit au serrage et à la compression des madriers ainsi qu'à une faible tension des tirants d'acier ;

→ **La troisième séquence** vise à réaliser la compression maximale des madriers ainsi que la tension des tirants d'acier jusqu'à environ 60 % de la contrainte ultime.

Des étapes de resserrage peuvent parfois s'avérer nécessaire peu après le serrage initial (photos 4 et 5).

TABLIERS MIXTES BOIS-ACIER

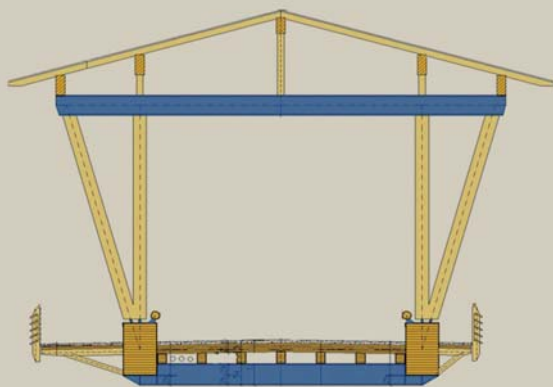
Le mariage du bois et de l'acier a pour objectif d'obtenir une plus grande rigidité pour mieux transmettre et répartir les efforts. Pour éviter les problèmes liés aux écarts de variations dimensionnelles des deux matériaux vis-à-vis de la température et de l'humidité (dilatation, gonflement, retrait), le principe est de ne pas faire travailler bois et acier dans le même sens. En général, le bois est utilisé dans le sens longitudinal, et l'acier dans le sens transversal. ▷



6

COUPE TRANSVERSALE DU PONT DE STAFFEN

(BLEU : ACIER ; ORANGÉ : BOIS)



7

PHOTO 6 / FIGURE 7 © MICHAEL FLACH

Ainsi, le tablier gagne en rigidité transversale : les charges sont mieux réparties sur les différentes poutres principales. Du point de vue constructif, les connexions bois-acier sont facilitées par le fait que les assemblages des pièces en bois sont souvent des pièces métalliques. On donne ici l'exemple du pont de Staffen, dont le tablier est composé de deux poutres en bois lamellé-collé reliées transversalement par des profilés métalliques sur lesquels s'appuient des longerons. Des panneaux en bois multi-plis reposent ensuite sur ces longerons et reçoivent le complexe d'étanchéité (photos 6 et 7).

TABLIERS MIXTES BOIS-BÉTON

Pour supporter de fortes charges de trafic, il peut s'avérer nécessaire de recourir au béton. Cette solution présente l'avantage d'une meilleure efficacité mécanique par rapport à une poutre en bois tout en limitant l'impact environnemental par rapport à une dalle pleine en béton armé. Deux options s'ouvrent alors : dissocier le bois et le béton.

MATÉRIAUX DISSOCIÉS

Un des exemples les plus connus pour ce type de tablier est le pont de l'aire de Chavanon sur l'autoroute A89, conçu par Egis JMI, qui franchit l'autoroute grâce à une structure porteuse en bois à béquilles et un tablier mixte bois-béton. Le pont a été dimensionné pour des camions et des chars militaires de 120 tonnes.

6- Vue générale du pont de Staffen à Kössen (Autriche).

7- Coupe transversale du pont de Staffen (bleu : acier ; orangé : bois).

6- General view of Staffen Bridge at Kössen (Austria).

7- Cross section of Staffen Bridge (blue: steel; orange: wood).

LES DIFFÉRENTS SYSTÈMES DE CONNEXION BOIS-BÉTON

CONNEXION PAR ORGANE MÉTALLIQUE

Dans ce cas, trois options se présentent : la connexion peut être « discrète », « semi-continue » ou « continue ».

Le connecteur discret est en général un tirefond de grande taille vissé dans le bois et dont la partie non filetée émerge et se retrouve à terme coulée dans le béton. Différents types d'éléments métalliques sont utilisés selon les brevets : pointes, vis, goujons, etc. L'espacement entre les tirefonds dépend des contraintes de cisaillement à reprendre. Dans le cas du pont d'Innenferrera, des tiges métalliques en acier HA14 ont été mises en œuvre avec collage pour empêcher le jeu entre la tige et le bois, et ainsi réduire la souplesse de la connexion. Ce type de connecteur s'inspire des connecteurs type acier-béton ; il est assez simple d'emploi.

Le connecteur semi-continu est constitué d'un tirefond ou d'un goujon sur lequel est soudée une rondelle ou une petite plaque métallique. Celle-ci est éventuellement fixée au bois par des vis tandis que le goujon est immergé dans le béton. Cette solution offre une meilleure rigidité car l'appui qu'elle autorise à l'interface bois-béton avec la plaque permet de mieux répartir les charges et de reprendre une partie des efforts de cisaillement. On gagne ainsi à la fois en rigidité (grâce à la plaque de répartition) et en résistance (grâce aux vis d'ancrage).

Enfin, le connecteur continu fonctionne sur le même principe que le connecteur semi-continu, en assemblant plusieurs tiges sur une même plaque.

CONNEXION PAR ADHÉRENCE DES SURFACES

Les systèmes de connexion décrits précédemment utilisent des connecteurs locaux (vis, tirefonds) disposés d'une manière discontinue. L'augmentation de la résistance en cisaillement à l'interface est obtenue en ajoutant des connecteurs supplémentaires, mais ceux-ci risquent d'entraîner la rupture du bois. Pour une répartition plus uniforme et une augmentation de la résistance en cisaillement, des systèmes de connexion par adhérence ont été inventés.

Dans le brevet d'Aitcin, l'adhérence entre le bois et le béton est assurée par un filet en métal expansé fixé sur la surface du bois avant le coulage du béton. Le béton traverse les mailles du filet pour adhérer à la surface du bois. Ici, les vis servent uniquement à mettre en place le filet métallique, elles n'ont pas (ou peu) de rôle structurel dans la transmission des efforts : c'est le filet qui sert à l'ancrage du béton sur le bois. Il existe d'autres brevets fonctionnant sur le même principe, comme le système de connexion de Bathon utilisant de la colle pour fixer le filet sur le bois.

La colle seule peut également assurer la connexion bois-béton. Les résultats expérimentaux montrent un comportement rigide parfait (c'est à dire sans glissement) pour ce type de connecteur. La rigidité d'ensemble de la structure est augmentée tout en évitant d'avoir des zones de concentration de contrainte, comme c'est le cas avec les connecteurs métalliques. Le collage constitue donc une sérieuse piste en développement pour les tabliers mixtes connectés.

CONNEXION PAR EMBRÈVEMENT

Enfin une voie prometteuse est ouverte avec la connexion par embrèvement. Elle consiste à façonner le bois pour réaliser un embrèvement bois-béton lors du coulage de la dalle : aucune pièce métallique ou colle n'est nécessaire, c'est une connexion sans connecteur. Par ailleurs, les deux matériaux travaillent alors en compression, ce qui est idéal pour l'un comme pour l'autre car cela exploite leur caractère ductile. C'est une solution intéressante également pour des raisons de main d'œuvre (si le bois a été usiné en atelier, il n'y a pas d'opération sur site à part le coulage du béton). Elle a notamment été mise en œuvre sur les ponts de Bulle. Par ailleurs, plusieurs brevets reposant sur le principe de l'embrèvement ont déjà été déposés (entre autres, le brevet de Schaub et de Martino, le brevet de Molard, le brevet de la « D-Dalle du groupe CBS-CTB »).



8- Pont Ragoztobel (Suisse). Pose des poutres avec leurs connecteurs, préparés en atelier.

9- Sous-face du pont Ragoztobel : des dalles préfabriquées avec réservations pour les connecteurs ont été utilisées pour réaliser le hourdis.

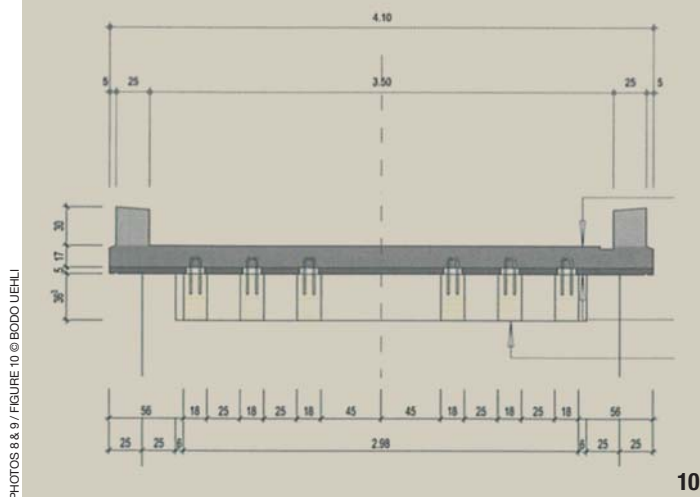
10- Coupe transversale du pont Ragoztobel.

8- Ragoztobel Bridge (Switzerland). Placing beams with their connectors, prepared in the workshop.

9- Underside of Ragoztobel Bridge: prefabricated slabs with grout pockets for the connectors were used to execute the deck section.

10- Cross section of Ragoztobel Bridge.

COUPE TRANSVERSALE DU PONT RAGOZTOBEL



PHOTOS 8 & 9 / FIGURE 10 © BODO UEHLI

Pour ce pont, bois et béton ont été soigneusement dissociés. Cette exigence a été imposée pour deux raisons : d'une part, à cause du manque de référence concernant la connexion bois-béton sur une si grande longueur, et d'autre part, à cause de la réglementation française sur l'ancrage des glissières de sécurité

qui est uniquement agréé pour une dalle en béton armé non-connectée. Il est à noter qu'un plancher bois aurait également été exclu compte tenu des fortes charges localisées.

La dalle en béton performant B 50 repose, par l'intermédiaire d'appareils d'appui en téflon, sur des nervures en bois lamellé collé qui forment la structure principale. Ces appuis permettent le glissement horizontal de la dalle en béton par rapport à la structure en bois afin que les deux matériaux puissent se dilater librement. Des butées réalisées par équerres métalliques ont été toutefois nécessaires pour relier les deux structures ponctuellement de façon à transmettre les efforts de freinage et les chocs sur la glissière de sécurité sans toutefois empêcher la libre dilatation du tablier.

La dissociation des deux matériaux a complexifié le système constructif tout en augmentant l'épaisseur du tablier. En effet, la hauteur de la dalle en béton s'est ajoutée à la hauteur des nervures en bois sans pour autant augmenter

leur hauteur statique. L'expérience de ce pont montre qu'il est plus difficile de dissocier deux matériaux que de les connecter.

MATÉRIAUX ASSOCIÉS

Les tabliers mixtes bois-béton connectés ont fait et continuent de faire l'objet de nombreuses études. Plusieurs ouvrages mixtes ont également été réalisés, utilisant différents types de connecteurs (tiges, goujons, etc.).

Le tablier mixte connecté permet des réalisations d'envergure, notamment dans le registre des ponts en arc où il assure une transmission équilibrée des charges de trafic à l'arc par sa rigidité : le pont de Innenferrera (Suisse) en est un bon exemple avec une portée de 60 mètres.

D'un point de vue constructif, la faisabilité est fonction du type de connecteur retenu. La solution adoptée pour le pont Ragoztobel (Suisse) semble assez intéressante de ce point de vue : de petites pièces métalliques sont insérées dans le bois, les dalles préfabriquées (avec des réservations à l'emplacement des connecteurs) sont ensuite posées sur les poutres, et la dalle est finalement coulée (photos 8, 9 et figure 10).

Quel que soit le type de connecteur retenu, il faut considérer le problème de fluage différé et la résistance à la fatigue de la connexion.

Par ailleurs, il convient aussi de s'interroger sur le découplage de la connexion en fin de vie de l'ouvrage, car le bois doit être récupéré (pour être recyclé ou utilisé en tant que combustible) si l'on veut que ce type de tablier ait véritablement un intérêt écologique.

TABLIERS TRI-COMPOSITES BOIS-ACIER-BÉTON

Une dernière solution consiste à utiliser les trois matériaux (bois, acier, béton) ensemble pour optimiser à la fois légèreté, rigidité, robustesse.

L'emploi du bois permet ici d'économiser du béton et de l'acier, et de gagner en légèreté. L'emploi de l'acier apporte de la rigidité et réduit l'épaisseur du tablier.

Enfin, l'emploi du béton offre une bonne table de compression et facilite la mise en œuvre des équipements (étanchéité, bitume, garde-corps).

Là encore, il est possible de connecter ou de déconnecter les différents matériaux. Le pont des Fayettettes utilise les trois matériaux en les connectant (photos 11, figures 12 et 13). Ce pont peut supporter des charges lourdes correspondant à 4 camions de 30 tonnes. ▷

OUVRAGES PRÉSENTÉS

- **PONT SUR LA DORE** : Pont routier tout trafic, France, 1994. Maître d'œuvre : BET Calvi (Dominique Calvi).
- **PONT DE SAN NICLA** : Pont routier (28 t), Suisse. Maître d'œuvre : Albert Mayer.
- **PONT DE STAFFEN** : Pont routier tout trafic, Autriche, 2000. Maître d'œuvre : BET Arborescence (M. Flach).
- **PONT DE L'AIRE DE CHAVANON** : Pont routier tout trafic, France, 2001. Maître d'œuvre : Egis JMI.
- **PONT DE RAGOZTOBEL** : Pont routier (40 t), Suisse, 2007. Maître d'œuvre : Bodo Uehli.
- **PONT DES FAYETTES** : Pont routier tout trafic, France, 2000. Maître d'œuvre : BET Arborescence (M. Flach).
- **PONT DE INNENFERRERA** : Pont routier, Suisse, 1998.

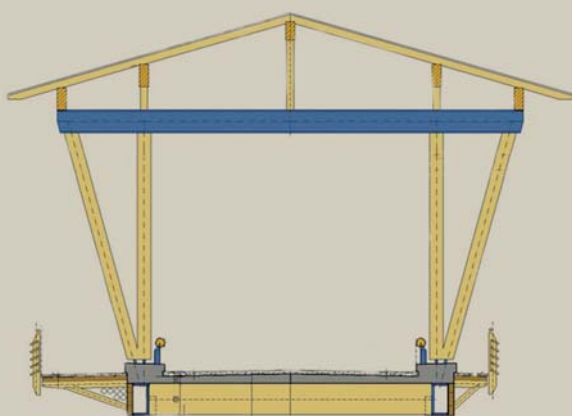


PHOTO 11 / FIGURES 12 & 13 © MICHAEL FLACH

11

COUPE TRANSVERSALE DU PONT DES FAYETTES

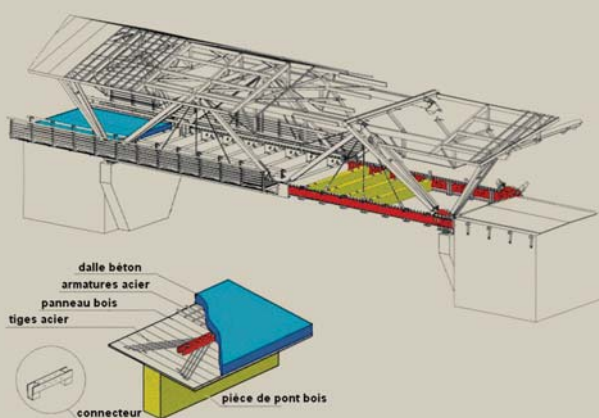
(GRIS : BÉTON ; BLEU : ACIER ; ORANGÉ : BOIS)



12

AXONOMÉTRIE ET DÉTAIL

(BLEU : BÉTON ; ROUGE : ACIER ; JAUNE : BOIS)



13

Les trois matériaux sont connectés afin d'utiliser les meilleures capacités de chacun tout en tenant compte de leurs différences de comportement. En effet, l'acier et le béton ont le même coefficient de dilatation thermique et varient très peu sous la variation hygrométrique, alors que le bois est beaucoup moins sensible aux variations thermiques mais varie sensiblement

sous les changements hygrométriques. C'est pourquoi, béton et acier sont utilisés dans le même sens (longitudinal : dalle et poutres principales), alors que le bois est utilisé dans l'autre sens (transversal : pièces de pont). Dans ce cas, le tablier voit son poids réduit d'environ 50 % par rapport à celui d'une dalle béton traditionnelle, tout en restant apte à reprendre de fortes charges.

11- Vue générale du pont des Fayettes (Isère).

12- Coupe transversale (gris : béton ; bleu : acier ; orangé : bois).

13- Axonométrie et détail (bleu : béton ; rouge : acier ; jaune : bois).

11- General view of Les Fayettes Bridge (Isère region).

12- Cross section (grey: concrete; blue: steel; orange: wood).

13- Axonometry and detail (blue: concrete; red: steel; yellow: wood).

CONCLUSION

La forte anisotropie du bois peut apparaître comme un obstacle à son utilisation dans les ouvrages d'art routiers. Il existe cependant un éventail de possibilités dans la conception du tablier qui permet d'employer le bois – seul ou avec d'autres matériaux – en alliant performance mécanique et élégance structurelle.

L'un des enjeux des concepteurs est d'utiliser le bois dans des configurations structurelles optimales qui le mettent notamment à l'abri des agressions liées à l'eau et aux intempéries en général. □

(1)- Par « tablier », on entend toute partie d'ouvrage constituée de la surface de roulement et des éléments qui la supportent directement ; dans le cas des ponts à poutres sous chaussée par exemple, le terme « tablier » peut inclure ces dernières.

ABSTRACT

A FEW THOUGHTS ON WOOD IN BRIDGE DECKS

EGIS JMI: NICOLAS DIDIER, JEAN-MARC TANIS

Wood is now seeing renewed interest in its use for bridge construction, after being practically abandoned for a century for concrete and steel. In the past twenty years or so, this material has again been used in Europe, especially in alpine regions, clearly as part of the trend to sustainable development. One of the tricky points in the structural design of these structures is undoubtedly the deck. Since wood has weak transverse mechanical properties (shear, compression, traction), it is accordingly not very suitable for absorbing major localised loads. The challenge therefore is to design a deck that is sufficiently rigid to transmit loads to the entire loadbearing structure and thereby limit shear and bending stresses. From the all-wood deck to the composite deck combining concrete, steel and wood, the designer has several options open to him to demonstrate that wood nevertheless has its place in road structures. □

ALGUNAS REFLEXIONES SOBRE LA MADERA EN LOS TABLEROS DE ESTRUCTURAS

EGIS JMI: NICOLAS DIDIER, JEAN-MARC TANIS

Actualmente, la madera experimenta un resurgimiento en su utilización en la construcción de estructuras, después de haber estado prácticamente abandonada durante un siglo sustituida por el hormigón y el acero. Desde hace unos veinte años, este material se vuelve a emplear en Europa, particularmente en las regiones alpinas, debido, todo sea dicho, a la orientación hacia el desarrollo sostenible. Uno de los puntos delicados del diseño de estas estructuras es, sin duda, el tablero. En efecto, la madera presenta reducidas capacidades mecánicas transversales (cizallamiento, compresión, tracción) y, por este motivo, es poco apta para soportar cargas importantes puntuales. Por tanto, el reto es crear un tablero con la suficiente rigidez como para transmitir las cargas al conjunto de la estructura portante y, de este modo, limitar los esfuerzos de cizallamiento y de flexión. Desde el tablero de madera hasta el tablero mixto que combina hormigón, acero y madera, el diseñador cuenta con varias opciones para demostrar que la madera puede ocupar el lugar que le corresponde en las estructuras viales. □