

Ouvrages d'art



Liberté • Égalité • Fraternité
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



ministère
des Transports
de l'Équipement
du Tourisme
et de la Mer

SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Construction de deux ponts routiers en béton fibré ultra performant (BFUP)

Jacques Resplendino, Sébastien Bouteille

☛ P. 2

Les ouvrages OA-LE et OA-SD Un point triple sur l'échangeur du Palays à Toulouse

Pierre Barras, Michel Boileau

☛ P. 12

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Pont Saint Roch à Poznan (Pologne) Définition d'un complexe étanchéité/couche de roulement sur un support métallique

Julian Bilal, Etienne Le Bouteiller,
Michel Fragnet

☛ P. 33

INFORMATIONS BRÈVES

Suppression de la Commission Interministérielle de la Précontrainte (CIP)

Thierry Kretz

☛ P. 39

Stages

☛ P. 40

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P. 41

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Ferry Tavakoli (CETE de Lyon), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (Lcpc), Claude Bois (MISOA). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Coordination : Jacqueline Thirion (Sétra) - tél : 01 46 11 34 82. Réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère, 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2006

Construction de deux ponts routiers en béton fibré ultra performant (BFUP)

Jacques Resplendino, Sébastien Bouteille

Introduction

Les ouvrages objets du présent article sont le franchissement d'un embranchement ferroviaire par le contournement de Saint-Pierre la Cour en Mayenne et le passage supérieur n° 34 du projet autoroutier A51, Section Coynelle/Col du Fau.

Il s'agit de deux ponts routiers construits en France en 2005, et réalisés en Béton Fibré Ultra Performant (BFUP).

Les BFUP sont des matériaux à matrice cimentaire, de résistance caractéristique à la compression supérieure à 150 MPa, et pouvant aller jusqu'à 250 MPa. Ces matériaux sont additionnés de fibres métalliques, en vue d'obtenir un comportement ductile en traction.

Les BFUP se distinguent des bétons à hautes et très hautes performances :

- par la non-fragilité du matériau qui peut permettre de s'affranchir au recours classique aux armatures actives et passives,
- par leur composition et leur fort dosage en liant qui conduit à l'absence de toute porosité capillaire,
- par leur résistance en traction de la matrice systématiquement supérieure à 7 MPa.

Après une rapide description de ces ouvrages, l'article présente les essais effectués dans le cadre des épreuves d'études et de convenance du béton fibré ultra performant (BFUP). Il aborde ensuite les calculs de conception de ces structures sachant que l'ensemble des hypothèses sur les matériaux et le dimensionnement de ces ouvrages est conforme aux règles françaises en vigueur et respectent les recommandations provisoires AFGC-Sétra sur les Bétons Ultra Performants.

Pour chaque ouvrage, l'article présente ensuite les principales opérations de fabrication et de mise en œuvre des éléments de structure en BFUP.

Le Pont de Saint-Pierre la Cour

Présentation générale de l'opération

Le pont de Saint-Pierre la Cour (photo 1) a été construit par le groupement d'entreprises Quille (groupe Bouygues Tr) pour le compte de Lafarge Ciment et du Conseil Général de la Mayenne [8], [9].

L'ensemble des éléments préfabriqués en BFUP a été réalisé par l'entreprise CPC (COMPOSANTS PRE-CONTRAINTS) dans son usine de Brive.



Photo 1 : vue générale du Pont de Saint-Pierre La Cour

Source : CETE de Lyon

La conception a été réalisée par l'entreprise VSL, et le bureau d'étude de Bouygues TP. Le CETE de Lyon a effectué le contrôle extérieur de la conception et de la réalisation des parties d'ouvrage en BFUP.

Caractéristiques générales de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont à poutres en i préfabriquées, précontraintes par prétension en Ductal®, connectées à une dalle en béton armé ordinaire, coulée sur des prédalles en Ductal®, de 25 mm d'épaisseur (figure 1).

Il s'agit d'un pont routier isostatique de 19 m de portée, de 12,60 m de largeur, présentant un biais de 60 grades. L'ouvrage supporte une chaussée de 7,60 m, un trottoir de 1,25 m et une piste cyclable de 2,50 m.

La chaussée d'épaisseur très importante est constituée d'une couche de GB3 d'épaisseur minimale 9 cm supportant une couche de 15 cm de Béton Auto Compacté et un revêtement BBTM de 2,5 cm.

Le revêtement anormalement épais sur l'ouvrage est lié au fait que la chaussée hors ouvrage en Béton Auto Compacté a été poursuivie au droit de la structure. Cette conception satisfaisante pour la chaussée est par contre très pénalisante pour la structure car elle augmente de façon très sensible le poids des charges permanentes.

En dehors de ce problème de superstructure, l'intérêt de la conception est d'une part de permettre un allègement de la structure en augmentant les élancements des poutres par rapport à une solution traditionnelle, d'autre part d'utiliser pleinement le BFUP pour ses performances en terme de durabilité. En effet, toutes les surfaces du tablier en contact avec l'air ambiant sont soit réalisées en BFUP (poutres et intrados de la dalle), soit protégées par l'étanchéité (extrados de la dalle).

Épreuves préalables à l'exécution : caractérisation du matériau

Les hypothèses concernant le matériau Ductal® ont été validées par les essais de convenances présentés ci-après, réalisés conformément aux dispositions des recommandations AFGC-Sétra sur les BFUP [1], [2].

Outre les éprouvettes de caractérisation pour les éléments de poutres et les éléments de dalle mince les corps d'épreuves suivants ont été réalisés :

- un élément de poutre de 3 m de long pour la détermination du coefficient K,
- un élément de prédalle de dimension réelle de 25 mm d'épaisseur,
- un élément de prédalle de dimension réelle de 30 mm d'épaisseur.

L'ensemble corps d'épreuve a été confectionné dans les conditions d'exécution de l'ouvrage chez le préfabricant CPC à savoir :

- coulage dans l'usine de préfabrication,
- cure de la poutre dans le coffrage à 40°C pendant 18 heures,
- traitement thermique par étuvage à une température entre 80° et 90°C et HR > 90 % durant 48 heures. Ce traitement intervient après la fin de prise, de manière à éviter tout risque de formation d'ettringite différée (DEF). Sa mise en œuvre nécessite ainsi une bonne connaissance et un dispositif de contrôle du temps de prise. Le principal intérêt de ce traitement est une diminution importante des effets différés de retrait et de fluage une fois le traitement thermique terminé.

Les différents essais ont été réalisés par le Laboratoire Central de Recherche de Lafarge de Saint-Quentin Fallavier (38).

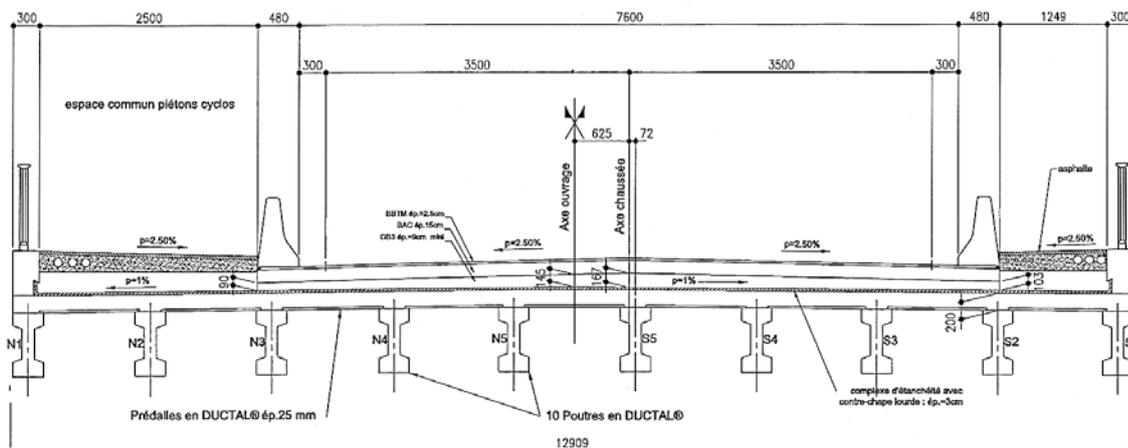


Figure 1 : coupe transversale de l'ouvrage

Essais de convenance sur l'élément de poutre de 3 m (calcul du coefficient K)

L'élément témoin de poutre a été fabriqué par CPC courant novembre 2004. Par défaut de disponibilité du banc de précontrainte, cet élément témoin n'a pas été précontraint, mais on a disposé des barres d'acier d'un diamètre identique aux torons prévus.

Cet essai n'a ainsi pas permis d'apprécier les phénomènes de diffusion de précontrainte, mais a été représentatif en ce qui concerne la caractérisation du BFUP et la détermination du facteur K d'orientation des fibres déterminé conformément aux recommandations sur les BFUP [2], et aux dispositions retenues lors des ouvrages de Bourg Lès Valence ([4], [5], [6]). Ce coefficient a été calculé à partir des résultats d'essais obtenus sur les prélèvements représentés figure 2.

L'essai a par ailleurs permis d'affiner les dispositions prévues pour la mise en œuvre du béton.

Les essais sur prélèvements de l'élément témoin ont conduit aux résultats suivants :

- $K=1,34$ pour le cisaillement et les efforts généraux,
- $K=1,81$ pour les justifications locales de diffusion de précontrainte.

L'essai a par ailleurs permis d'affiner les dispositions prévues pour la mise en œuvre du béton.

Essais sur dalles minces

Des essais de flexion 4 points ont été réalisés sur deux épaisseurs de plaque (25 et 30 mm) en prélevant des éprouvettes dans les corps d'épreuves conformément aux dispositions des recommandations AFGC-Sétra concernant les éléments minces. Ces essais ont permis de confirmer que l'épaisseur de 25 mm était admissible avec une contrainte caractéristique de traction équivalente à la rupture de 15,5 MPa.

Des essais laboratoire sur un béton d'étude ont également été réalisés. Les contraintes homogénéisées obtenues sont sensiblement supérieures aux résultats des essais de convenance.

Pour des épaisseurs de plaques de 25, 30, 35 mm les contraintes caractéristiques sont respectivement : 23,7, 26,6 et 16,2 MPa. Cette différence s'explique vraisemblablement par la méthode de coulage réalisée à partir d'un côté sur plan incliné pour les éprouvettes de laboratoire, ce qui favorise l'orientation des fibres.

Outre les essais de caractérisation sur les prélèvements, les prédalles de 25 mm d'épaisseur ont subi une épreuve de chargement réelle à l'usine de préfabrication CPC.

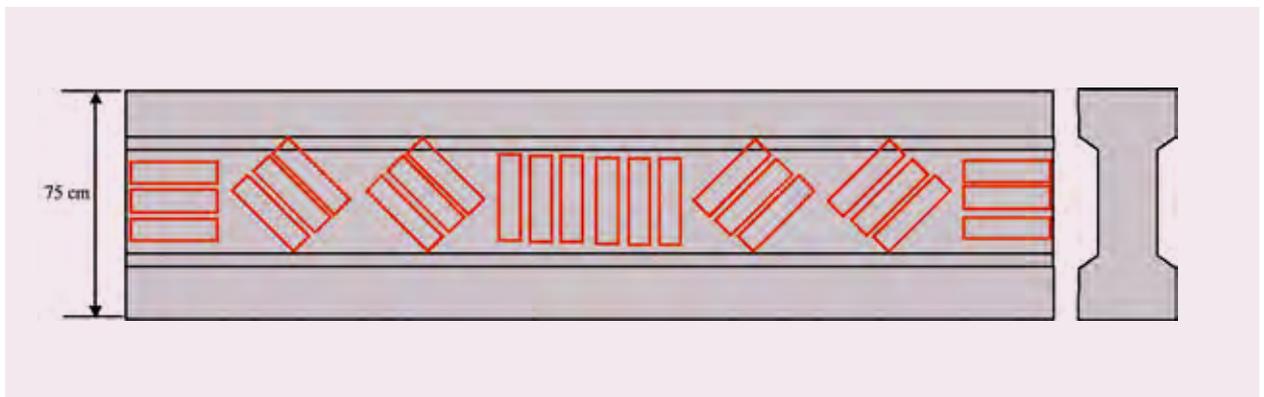


Figure 2 : prélèvements sur l'élément témoin réalisés par sciage

Dimensionnement du tablier de l'ouvrage

La flexion générale de l'ouvrage a été étudiée à l'aide d'un modèle grille de poutre 3D complété par l'utilisation d'un logiciel prenant en compte la loi de comportement non linéaire du Ductal® établie suite aux essais de convenance.

Chaque poutre comporte 14 torons T15S dans le talon et 4 torons en partie haute de la poutre (figure 3).

L'étude de la diffusion locale de précontrainte aux abouts a permis de définir trois sections successives d'ancrage des torons avec des longueurs de gainage de un ou deux mètres suivant les torons, ainsi qu'une résistance minimale à la compression de 80 MPa pour la mise en précontrainte de la poutre.

Les aciers de connexion poutre dalle en béton traditionnel sont réalisés à l'aide de cages d'armatures pré-assemblées sur une longueur d'environ 2,00 m (figure 4). Cette longueur correspondait aux espacements entre les dispositifs supérieurs de maintien des joues des coffrages.

Lors du dimensionnement de l'ouvrage une attention particulière sur la torsion induite dans les poutres du fait du biais prononcé du tablier, et de l'absence d'entretoise sur culées. Le dispositif de stabilisation provisoire des poutres en phase de bétonnage a fait l'objet d'une conception spécifique visant à limiter toute torsion dans les poutres sous le poids du béton frais.

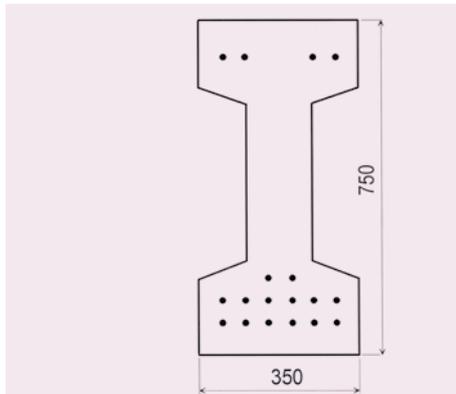


Figure 3 : coupe transversale d'une poutre - câblage

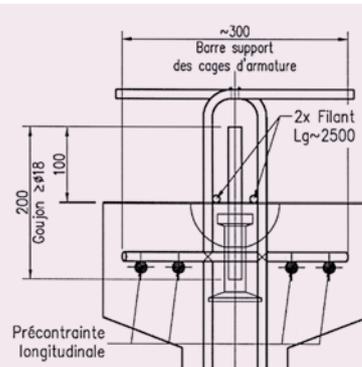


Figure 4 : conception des connecteurs



Photos n°2 : manutention des prédalles – Source : CETE de Lyon

Préfabrication des poutres et des prédalles

La préfabrication des prédalles est intervenue en mars 2005.

Des inserts permettent le transport et le stockage des éléments (photos 2).

Le coulage des poutres s'est effectué à la goulotte par passes horizontales successives afin de limiter les écoulements (photos 3).

Les coffrages sont calorifugés afin de garantir une température d'environ 40°C jusqu'à la prise du béton.

Une fois le décoffrage des poutres réalisé, et les câbles relâchés, le traitement thermique est réalisé par bâchage des poutres sous une atmosphère saturée en humidité et une température comprise entre 80 et 90°C pendant au moins 48 heures.

Sur site, les poutres sont mises en œuvre de façon traditionnelle à la grue (photos 4). La conception



Photos n°3 : coulage des poutres – Source : CETE de Lyon



Photos n°4 : mise en place des poutres à la grue – Source : CETE de Lyon



de l'ouvrage permet une réalisation du tablier dans des délais réduits, et limite la gêne au trafic sous l'ouvrage : pose des poutres, des prédalles coffrantes, mise en œuvre du ferrailage et bétonnage.

Le PS34 sur l'autoroute A51

Présentation générale de l'opération

L'ouvrage a été construit en 2005 (photo 5) par l'entreprise Campenon Bernard Régions (groupe Vinci) pour le compte de la société AREA maître d'ouvrage, assistée par le bureau d'ingénierie Sctauroute [8], [10].

Il est réalisé en BCV®, le BFUP développé par le cimentier Vicat et le groupe Vinci.

La conception du tablier a été réalisé par la Direction





Photo 5 : vue générale du PS34 sur l'autoroute A51 – Source : CETE de Lyon

Ingénierie et Moyens Techniques de Vinci Construction Grands Projets. Les études d'exécution ont été réalisées par le bureau d'étude COGECI.

L'ensemble de la conception et de l'exécution a fait l'objet d'un contrôle extérieur par le CETE de Lyon.

Description générale de l'ouvrage

Le PS34 est un pont routier isostatique de 47,40 m de portée, de type caisson en béton précontraint. Il supporte une chaussée de troisième classe de 3,00 m de largeur utile.

Le caisson a une hauteur constante égale à 1,60 m. Le hourdis supérieur a une largeur totale de 4,40 m et une épaisseur constante de 14 cm. Les âmes et le hourdis inférieur ont une épaisseur constante de 12 cm (figure 5).

Aucun ferrailage passif général n'est mis en œuvre dans les voussoirs courants en BFUP qui sont précontraints longitudinalement par une précontrainte extérieure filante réalisée au moyen de 6 câbles de type 19 T15S.

Le tablier est réalisé au moyen de 22 voussoirs préfabriqués réalisés à joints conjugués collés (figure 6) :

- 18 voussoirs courants ont une longueur de 2,44 m,
- les déviateurs de la précontrainte extérieure sont réalisés au moyen de deux voussoirs spéciaux de 0,50 m de longueur,
- les voussoirs d'about sur culée de 2,04 m de longueur ont une géométrie spécifique permettant d'assurer l'ancrage des câbles de précontrainte extérieure.

L'ouvrage est bordé par deux séries de bordures GSS81 complétées par des écrans en bois assurant la protection visuelle nécessaire au passage des cavaliers et du bétail qui empruntent le chemin rural.

Profitant des performances remarquables du BCV® en terme de durabilité, et du fait que les joints conjugués collés entre les éléments sont fortement comprimés, aucune étanchéité ni couche de roulement n'a été mise en œuvre sur l'ouvrage, ce qui est une première pour un pont routier en France.

L'extrados de l'ouvrage est, pour cela, coffré avec une matrice spéciale procurant une grande rugosité nécessaire pour assurer l'adhérence des véhicules.

De faux voussoirs prolongent la forme du caisson jusqu'à rencontrer le talus. Ceux-ci restent démontables pour permettre une intervention ultérieure sur la précontrainte. Un regard permet l'accès à l'intérieur du caisson et l'inspection de la précontrainte.

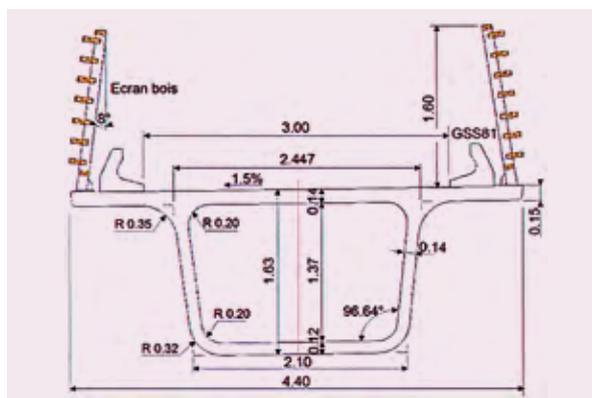


Figure 5 : section transversale de l'ouvrage

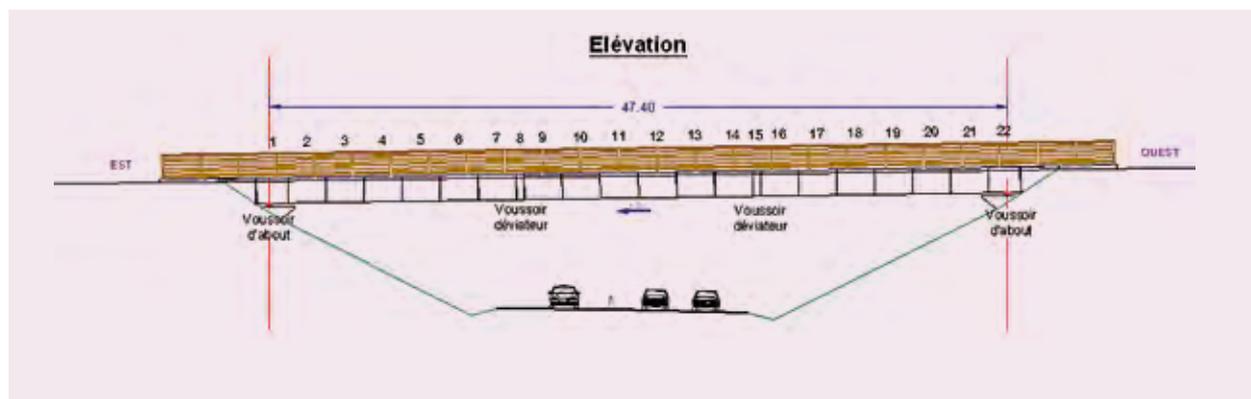


Figure 6 : coupe longitudinale de l'ouvrage

Études d'exécution de l'ouvrage

L'ouvrage comporte une seule voie de 3 mètres de large. Il a été dimensionné avec des charges routières normales d'un ouvrage de 3^{ème} classe.

Le dimensionnement du tablier a été réalisé conformément aux Recommandations de l'AFGC Sétra [2]. Il intègre les justifications suivantes :

- calcul en flexion longitudinale,
- effort tranchant,
- ancrage de la barrière,
- justifications locales (déviateur, voussoirs sur culée).

Dans le cadre des études d'exécution, l'ouvrage a fait l'objet d'une modélisation spatiale aux éléments finis à l'aide du logiciel Effel. Un modèle local aux éléments finis avec le logiciel Hercule a permis de calculer les voussoirs d'about.

Vis-à-vis du comportement en flexion longitudinale, la présence de joints conjugués collés oblige à dimensionner l'ouvrage en compression totale, de façon à éviter toute décompression aux états limites de service. La compression moyenne à vide est de l'ordre de 25 MPa, la compression maximale à la mise en tension atteint 55 MPa. La compression minimale au droit du hourdis supérieur est supérieure à 10 MPa.

À l'état limite ultime, l'ouvrage est très légèrement décomprimé de telle sorte que la capacité en cisaillement sous la section comprimée résiduelle reste suffisante.

En flexion transversale, les efforts engendrés par les essieux des convois règlementaires de 30 tonnes, et la roue de 10 tonnes provoquent des tractions qui ne sont reprises que par la capacité de résistance en traction du BFUP.

Lors de la conception, il est ainsi nécessaire de choisir une valeur du coefficient K en amont puisque, à ce stade, aucun élément de taille réelle n'existe. Les recommandations AFGC donnent une idée des valeurs qu'il est possible d'adopter en première hypothèse compte tenu des résultats obtenus notamment sur les ouvrages de Bourg-Lès-Valence. De ce coefficient dépend le prédimensionnement de la structure à partir duquel il est possible de fabriquer un élément témoin pour réaliser les épreuves de convenance.

Les épreuves de convenance réalisées a posteriori permettent alors de valider les méthodes de mise en œuvre, et de confirmer que les valeurs des résistances réellement obtenues sont bien supérieures aux valeurs requises dans les calculs initiaux.

Les voussoirs d'about présentaient des contraintes de traction élevées (liées à l'introduction de la

précontrainte) sur un modèle éléments finis alors qu'un calcul classique ne nécessitait pas de ferrailage supplémentaire. Ces voussoirs sont, par ailleurs, l'objet de gradients thermiques élevés en cours de prise. Il aurait fallu réaliser un élément test pour valider un des deux modèles mais il a été choisi de mettre directement en place un ferrailage passif spécifique pour reprendre les efforts donnés par le modèle éléments finis, en supposant par sécurité une résistance en traction très réduite du BCV[®].

La méthode de coulage nécessite également réflexion. Une méthode traditionnelle aurait consisté à mettre en œuvre le béton à la goulotte en déplaçant la goulotte pour éviter tout écoulement du BFUP, et favoriser une orientation anisotrope des fibres. Cette méthode présente l'inconvénient d'être très liée à l'opérateur et nécessite des procédures de suivi et de contrôle très poussées.

Dans le souci de mettre au point une méthode plus systématique et reproductible, l'entreprise a souhaité pour les voussoirs courants, introduire le béton en un point donné (milieu du hourdis supérieur), en testant diverses méthodes (à la pompe, à la goulotte,...). Ces méthodes présentent l'inconvénient d'orienter les fibres suivant les écoulements et de provoquer un front de flux à l'opposé du point d'injection (milieu du hourdis inférieur).

Au niveau de la rencontre du front de flux, des techniques de mélange en place ont été essayées mais écartées, ne donnant pas des résultats positifs et étant difficiles à mettre en œuvre, au profit d'un ferrailage de couture.



Photos 6 : panneaux et mini voussoir d'essai – Source : CETE de Lyon

Réalisation des épreuves de convenance

Au niveau des épreuves de convenance, l'entreprise a engagé une campagne importante pour valider les diverses formulations possibles, valider les matrices de coffrage envisageables pour les divers parements, examiner les méthodes de mise en œuvre du béton (à la goulotte fixe ou mobile, à la pompe), et ainsi pouvoir déterminer le coefficient d'orientation K des fibres.

Dans l'attente de la confection des coffrages définitifs, plusieurs panneaux et mini voussoirs d'essai ont été réalisés (photos 6).

Les parements des voussoirs du PS34 sont innovants en texture. Une matrice imitation bois a été choisie pour les faces extérieures des âmes et du hourdis inférieur et un aspect granuleux pour le hourdis supérieur qui fait directement office de chaussée sans étanchéité ni revêtement supplémentaire. La matrice polypropylène est recouverte de cire pour permettre un décoffrage aisé. Les BFUP donnent des états de surface remarquables si le coffrage est sans défaut. Par contre, la moindre imperfection au niveau de la matrice se retrouve sur le parement du béton, les BFUP reproduisant fidèlement les plus petits détails.

Deux voussoirs d'essai de grandeur réelle ont ensuite été confectionnés pour valider la valeur du coefficient K à prendre en compte dans les calculs (photo 7).



Photo 7 : voussoir d'essai en vraie grandeur – Source : CETE de Lyon

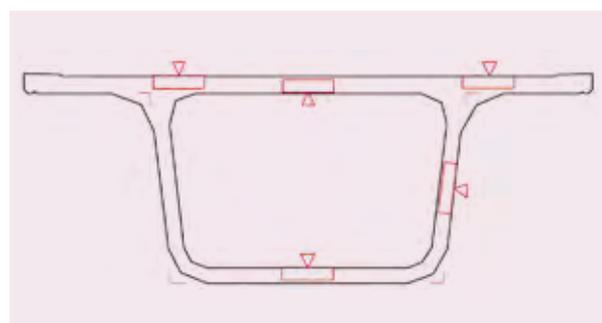


Figure 7 : position des prélèvements dans le voussoir d'essai. Les flèches indiquent les faces testées lors de l'essai de flexion

Fabrication de l'ouvrage

Préfabrication des voussoirs

Les 22 voussoirs, parmi lesquels deux voussoirs déviateurs, deux voussoirs d'abouts et deux voussoirs d'extrémité (faux voussoirs) sont réalisés dans l'usine de préfabrication de l'entreprise Campenon Bernard Régions à Romagnieu (Isère) qui est équipée d'une unité de malaxage de grande puissance spécialement adaptée aux BFUP.

Chaque voussoir est coulé verticalement sur le voussoir adjacent (photos 8).

La fabrication commence par le voussoir situé au centre de l'ouvrage, ce qui permet de progresser vers les voussoirs d'extrémité avec deux postes de bétonnage distincts.

Toutes les faces sont coffrées. Un système spécial de vérins et de bielles a été conçu pour permettre un décoffrage aisé du coffrage central.

Le rythme moyen est de 48 heures pour réaliser un voussoir. Même si le coulage est très rapide (40 minutes), la période de latence du BCV[®] ne permet pas un rythme beaucoup plus élevé, d'autant plus qu'il faut préparer les coffrages suivants avec les joints pour le voussoir conjugué.



Photos 8 : fabrication des voussoirs – Source : CETE de Lyon

Mise en œuvre sur le site

Après l'étape de la préfabrication, les voussoirs sont transportés sur le site sur une aire d'assemblage préparée le long de la plateforme autoroutière. Ils sont collés et assemblés entre eux, par une précontrainte provisoire. Une fois l'ensemble des voussoirs assemblé, la précontrainte définitive (six câbles 19T15) est mise en œuvre et permet le décollage du tablier de son banc d'assemblage (figure 8).

L'ouvrage est ensuite mis en place à la grue directement sur ses appuis définitifs. Ce système évite l'utilisation d'étais et le travail en hauteur mais n'est envisageable que parce que l'ouvrage est suffisamment léger (195 tonnes).

La mise en place à la grue a été réalisée le 15 décembre 2005 (photos 9).

Les seules opérations restantes alors sont, le calage supérieur des appareils d'appuis par injection, la pose des voussoirs d'extrémité, la réalisation des joints de chaussée et l'achèvement de la pose des équipements dont la majeure partie a été mise directement avant le levage à la grue.

Conclusion - intérêt des solutions en BFUP

Par rapport à un passage supérieur classique, les solutions en BFUP procurent un gain important sur les quantités de matériaux (division par 2 à 3 des quantités de béton du tablier). Ces solutions peuvent permettre de supprimer certains appuis intermédiaires ce qui peut présenter un intérêt sur l'aspect esthétique (cas du PS34) et supprimer les risques de chocs de véhicule sur pile. De même l'allègement du tablier peut être intéressant en cas de conditions géotechniques difficiles, ou dans des zones de forte sismicité.

Le recours à la préfabrication permet de limiter l'utilisation des étalements ce qui diminue les problèmes classiques de sécurisation au montage, démontage.

Au niveau économique, ces solutions deviennent intéressantes si on amortit les outils et processus de préfabrication sur deux ou trois ouvrages du même type, ce qui permet de baisser le coût du matériau employé dans une logique de production industrielle.

Le dernier intérêt et pas un des moindres est bien sûr la durabilité de l'ouvrage qui est largement accrue grâce aux performances du matériau BFUP, sous réserve bien sûr d'apporter tout le soin nécessaire à la conception et à la réalisation des zones de clavage entre les éléments préfabriqués ■

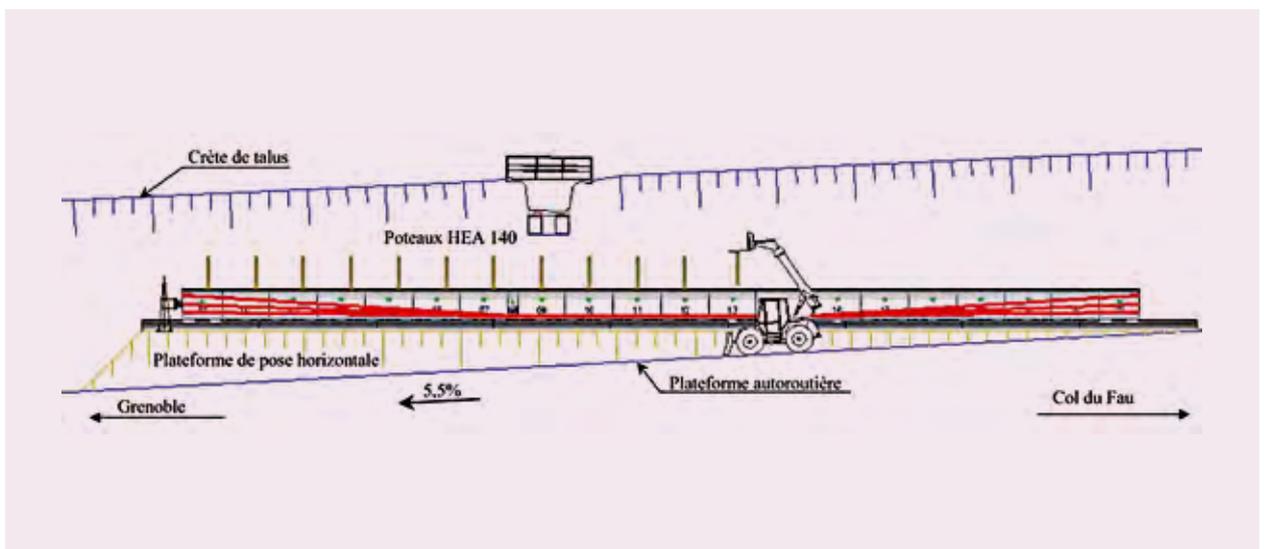


Figure 8 : mise en œuvre de la précontrainte extérieure

Références bibliographiques

[1] AFREM - BFM (1995) Recommandations sur les méthodes de dimensionnement, les essais de caractérisation, de convenance et de contrôle. Eléments de structures fonctionnant comme des poutres, décembre 1995.

[2] « Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances », Recommandations provisoires, Association Française de Génie Civil, service d'Études techniques des routes et autoroutes, Janvier, 2002.

[3] Chanvillard G., Characterisation of fibre reinforced concrete mechanical properties: a review, conférence plénière, Fifth International Rilem Symposium on Fibre Reinforced Concretes, BEFIB'2000, Ed. P. Rossi and G. Chanvillard, Lyon, pp. 29-50.

[4] Resplendino J., Roy J.M., Petitjean J., Blondeau P., Hajar Z., Simon A., Thibaux T., « Ouvrages innovants de Bourg-lès-Valence », Revue Travaux, No.783, pp. 42-47.

[5] Thibaux T., Tanner J.A., « Construction des premiers ponts français en béton fibré à ultra hautes performances/construction of the first french road bridges in ultra high performance concrete », in La technique française du Béton, AFGC, The first fib congress 2002, Osaka 2002.

[6] Hajar Z., Simon A., Lecointre D., Petitjean J., "Construction of the first road bridges made of UHPC", 3rd International Symposium on HPC, Orlando 2003.

[7] Toutlemonde F., Resplendino J., Sorelli L., Bouteille S., Brisard S, (2005) "Innovative design of Ultra-high Performance Fiber-reinforced concrete ribbed slab : experimental validation and preliminary detailed analyses", communication acceptée au 7th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, Washington D.C. (USA), june 20-22, 2005, SP 228-76 pages 1187 à 1206.

[8] J.Resplendino, S. Bouteille « Les derniers développements dans l'utilisation des Bétons Fibrés Ultra Performants en France », congrès AFGC GC2005, Paris (2005).

[9] J. Hanoteau, M. Behloul, O. Bayard, J. Resplendino, S. Bouteille, L. Boutonnet, S. Vildaer, B. Radiguet, S. Bernhard, N. Padovan "Ductal: a new material, the bridge of St Pierre La Cour", in the French technologie of concrete, AFGC, The second fib congress, Naples (2006).

[10] Jacques Resplendino, Sébastien Bouteille, Olivier Delauzun, Emmanuel Maleco, Céline Dumont, Pierre Cantrelle, Gérard Chanliaud, Christian Clergue, Yann Lingard, Alain Capra, Lionel Linger, Jacques Martin, Marc Guilloud "Construction of an overpass on the A51 Motorway, made of a prestressed box beam built with UHPFRC", in the French technologie of concrete, AFGC, The second fib congress, Naples (2006).



Photos 9 : mise en place à la grue – Source : CETE de Lyon

Les ouvrages OA-LE et OA-SD

Un point triple sur l'échangeur du Palays à Toulouse

Pierre Barras, Michel Boileau

Le nécessaire réaménagement de l'échangeur du Palays

L'échangeur du Palays, situé sur le périphérique toulousain (figure 1), assure actuellement deux fonctions :

- un rôle historique d'échangeur supportant le trafic de transit, car il ouvre l'accès à toutes les autoroutes du sud-ouest,
- un rôle émergent de diffuseur supportant le trafic de proximité en forte croissance, car il relie Toulouse à la partie sud-est de la Haute Garonne (la Technopole de Labège totalise à elle seule 500 entreprises et 12 000 emplois).

Il en résulte un trafic très dense, avec plus de 130 000 véhicules qui utilisent chaque jour ce nœud routier de 70 hectares et une durée de traversée qui ne cesse de s'allonger, la circulation empruntant deux giratoires fortement saturés (photo 1 et figure 2).

Les difficultés de circulation, au cœur des préoccupations de toutes les instances politiques dès 1995, ont conduit à prévoir de réaménager l'échangeur



Figure 1 : localisation de l'échangeur du Palays

et photo 1 : giratoire saturé au Palays – Source : SGT/DDE 31

en 2 phases principales. La première, à réaliser entre 2002 et 2007, se découpe elle-même en 3 sous-phases A, B et C (figure 3) dont l'objectif est de créer des liaisons directes et dénivelées permettant d'espérer de diviser le temps moyen de parcours de l'échangeur par 3.

Les phases 1A et 1B ont été achevées respectivement en 2003 et 2005. La phase 1C concerne deux nouvelles liaisons portées en grande partie par deux viaducs qui se croisent en un lieu qui constitue un point triple de circulation :

- au niveau 0 : la bretelle d'accès à l'autoroute A61 depuis le périphérique est,
- au niveau +1 : la bretelle LE (RN 113 > périphérique est),
- au niveau +2 : la bretelle SD (périphérique sud > RD 916).

Ce sont ces deux ouvrages, dénommés OA-LE et OA-SD, qui sont décrits dans le présent article.

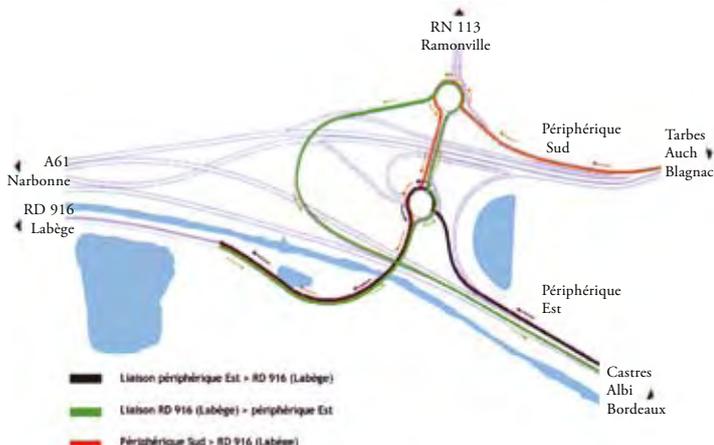


Figure 2 : la circulation avant réaménagement

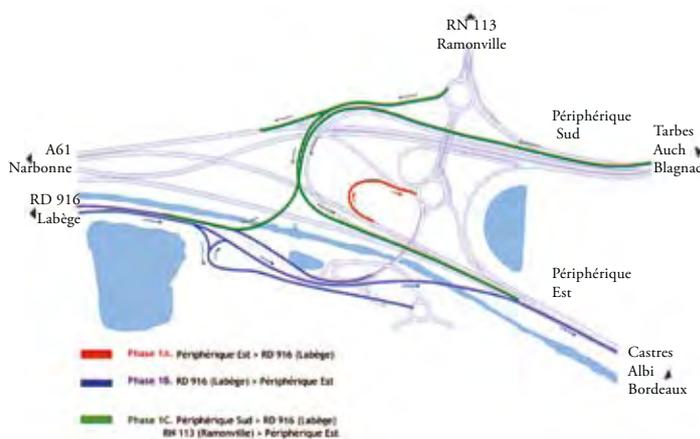


Figure 3 : les nouvelles liaisons de la première phase de réaménagement

Les principales contraintes du projet

Peu après le lancement des études d'avant-projet sommaire, en 1999, il apparaît que le principe du chevauchement en « point triple » des 3 bretelles résout au mieux les problèmes de franchissement du cœur de l'échangeur par les deux nouvelles liaisons. C'est donc sur ce principe que sont engagées les études préliminaires des deux ouvrages.

La vue en plan (figure 4) met en évidence les principales contraintes de conception des ouvrages :

- le niveau supérieur du point triple (OA-SD) doit être le plus bas possible afin, compte tenu de la longueur de la liaison SD, de ne pas dépasser la pente maximale de profil en long autorisée par l'instruction ICTAVRU ;
- la brèche comporte, pour les deux ouvrages, des voiries autoroutières induisant de fortes contraintes de circulation et enclavant les emprises de chantier ; l'ouvrage OA-SD franchit en outre la rivière l'Hers et le ruisseau du Palays ;
- la géométrie en plan des ouvrages est à simple courbure constante pour l'OA-LE, à deux courbures inversées raccordées par une courbe en S pour l'OA-SD ;
- le contexte géotechnique général est constitué du substratum molassique à une profondeur de 6 à 10 m surmonté par des alluvions en épaisseur variable et des terrains compressibles.

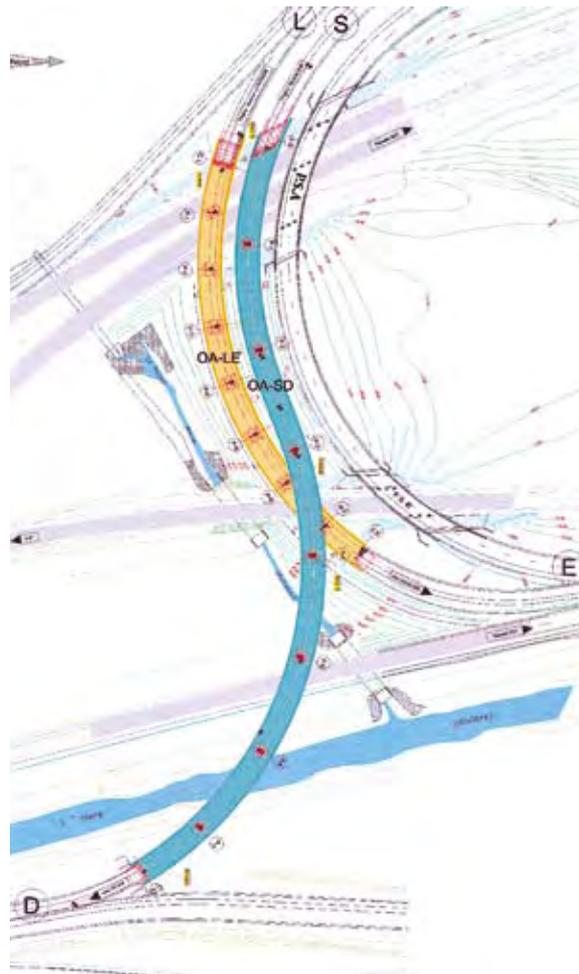


Figure 4 : vue en plan des ouvrages

Les solutions de tablier proposées à l'EPOA

En raison de la torsion induite par la courbure prononcée des tracés en plan (rayons de 170 m pour l'OA-LE et 160/178 m pour l'OA-SD), l'étude préliminaire engagée par la DOA du CETE du sud-ouest écarte les solutions en bipoutre mixte. Elles s'avèrent en outre peu conformes à l'orientation du parti architectural et trop épaisses vis à vis des contraintes de profil en long, raison pour laquelle les caissons en béton précontraint sont également éliminés.

Par ailleurs, les contraintes de circulation autoroutières militaient en faveur d'un mode d'exécution des tabliers engageant le moins possible les chaussées surplombées : lancement ou poussage.

Les solutions présentées à l'EPOA sont alors les suivantes :

- pour l'ouvrage OA-SD (étage supérieur du point triple) d'une longueur totale de 380 m, un caisson mixte et deux travures :
 - 12 travées (portée déterminante : 34 m) et hauteur totale de tablier 1,30 m,
 - 8 travées (portée déterminante : 51 m) et hauteur totale de tablier 1,70 m.

La mise en place du caisson se fait par lancement des parties circulaires à partir de chacune des culées et par grutage de la partie centrale en « S ».

- pour l'ouvrage OA-LE d'une longueur totale de 206 mètres, une seule travure (8 travées, portée déterminante : 27,6 m) et deux types de tablier :
 - un caisson mixte de 1,50 m d'épaisseur,
 - une dalle précontrainte mise en œuvre par combinaison de poussage et de coulage en place de 1,25 m d'épaisseur.

Cette dernière solution, peu classique, tire parti de la disponibilité des emprises de travaux, quasi inexistante à l'arrière des culées en raison de la proximité des voiries existantes et relativement confortable dans la partie centrale de l'ouvrage.

Le CETE préconise donc de réaliser l'ouvrage en 3 parties, en préfabriquant sur étaie dans la zone centrale une première partie poussée ensuite vers la culée L (ouest), puis une seconde poussée vers la culée E (est) pour les raccorder enfin par une troisième partie coulée en place.

Le mémoire de l'EPOA propose in fine de retenir :

- pour l'ouvrage OA-SD la solution à travées longues. Quoique légèrement plus chère et un peu plus épaisse que la solution à travées courtes, elle répond mieux aux intentions architecturales de transparence, diminue les contraintes hydrauliques et supprime un appui dans le terre-plein central de la liaison périphérique sud-A61 ;
- pour l'ouvrage OA-LE la solution dalle précontrainte, moins chère et moins épaisse que la solution en caisson mixte.

Les études de POA s'engagent début 2001 sur la base de ces propositions, les demandes de l'IGR en vue de réduire la pente du profil en long de la bretelle SD confortant le choix de la dalle pour l'OA-LE.

La mise au point du projet, du POA au Dce

Les études de projet, poursuivies par la DOA du CETE du sud-ouest, n'apportent de bouleversement majeur ni dans la géométrie routière, ni dans la conception des ouvrages.

Dans cette phase, les contraintes de chantier au-dessus des voies autoroutières se précisent en concertation

avec les exploitants ASF et DDE 31. Il en résulte que la mise en place de déviations de la liaison périphérique sud-A61 lors de coupures, même nocturnes, est problématique alors que c'est plus facile pour la liaison périphérique est-A61. En exécution traditionnelle de la dalle de l'OA-SD sur équipage mobile, ces coupures sont pourtant nécessaires pendant certaines manutentions à risque (coffrage et décoffrage, voire déplacement de l'équipage). En revanche, dans un contexte d'entreprise et de maîtrise d'œuvre compétentes, le poussage et le lançage sont considérés comme des opérations suffisamment bien maîtrisées pour qu'elles se fassent sous circulation.

Il est donc décidé de lancer la partie ouest de la charpente de l'OA-SD après avoir bétonné le hourdis de la quasi totalité de la travée S-P1 surplombant les chaussées.

La mise au point du projet porte sur les études de détail des superstructures (corniches, éclairage), des parements et sur la conception détaillée et le dimensionnement :

- de la charpente métallique de l'OA-SD, tant en phase définitive que dans les phases de lançage et de réalisation de la dalle dont une cinématique complète est établie,
- de la précontrainte définitive et provisoire de l'OA-LE dont le phasage poussage/coulage en place conduit

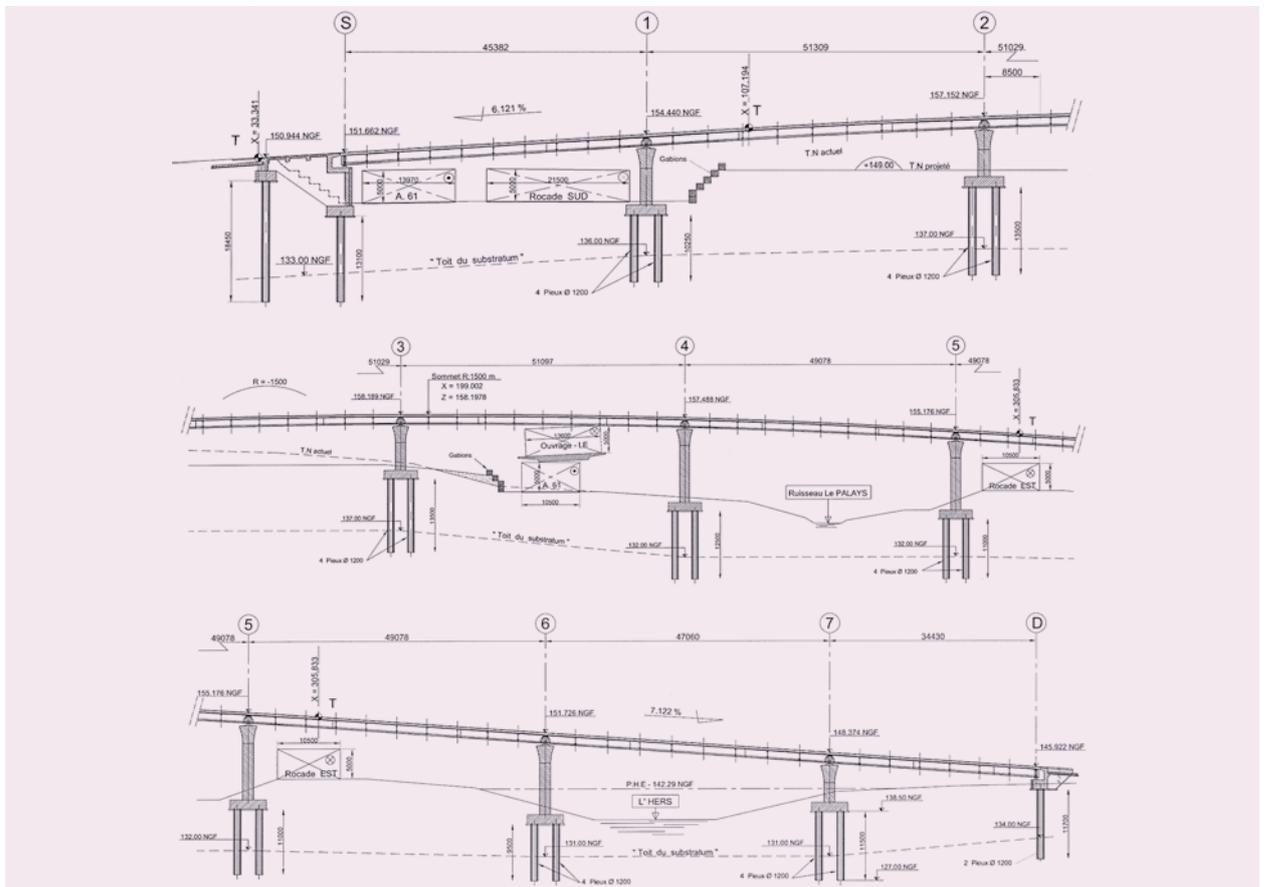


Figure 5 : coupe longitudinale de l'OA-SD

à un câblage complexe dont le lecteur pourra saisir toute la subtilité en se reportant à l'article de Pierre Barras qui lui est consacré dans le bulletin « Ouvrages d'art » n° 42,

- des appuis et fondations, en phase de service et de construction.

Présentation des ouvrages

L'ouvrage OA-SD

Le tablier en caisson mixte

Le tablier s'inscrit dans un tracé plan à double concavité composé d'un rayon de 162,8 m côté S, d'un rayon de 174,45 m côté D et d'une courbe en S constituée de deux arcs de clothoïde de 65,195 m de paramètre les raccordant (figure 4).

L'implantation des appuis a été affinée depuis l'étude préliminaire jusqu'au DCE pour tenir compte de l'encombrement de la brèche. La longueur totale entre lignes d'appui extrêmes est de 378,46 m ; elle se décompose en 8 travées de portées curvilignes successives : 45,38 - 51,31 - 51,03 - 51,10 - 2 x 49,08 - 47,06 - 34,43 m (figure 5). Les lignes d'appuis sont radiales, sauf celle de la culée S dont l'alignement avec la culée de l'ouvrage existant PSA et la volonté de limiter la portée de la première travée conduit à lui donner un biais de 50 grades.

Sur le profil en long se succèdent, de S vers D, une rampe de 6,1 %, un arc de parabole de 1 500 m de rayon et une pente de 7,1 %.

Le profil en travers (figure 6) porté est celui d'une bretelle unidirectionnelle à une voie de 4,30 m (incluant une surlargeur pour courbure de 0,30 m)

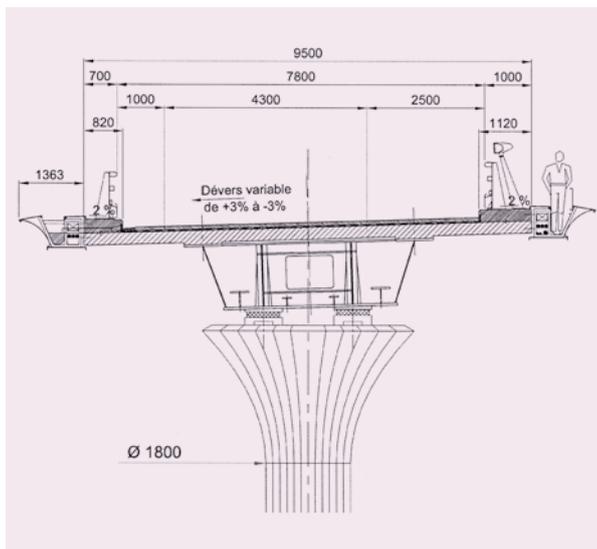


Figure 6 : coupe transversale sur pile et superstructures de l'OA-SD

bordée à gauche par une bande dérasée de 1,00 m et à droite par une bande d'arrêt d'urgence de 2,50 m. La largeur utile ressort ainsi à 7,80 m.

Le dévers est constant et égal à 3 % sur les parties circulaires, il change de signe sur la courbe en S.

Les équipements sont constitués de :

- une chape d'étanchéité épaisse de 3 cm recouverte par un revêtement de 8 cm,
- de chaque côté une barrière normale BN4-16 (avec remplissage des vides en tôle perforée dans un but esthétique mais aussi pour retenir sur une hauteur de 1 m les objets chutant des véhicules),
- à droite, un dispositif d'éclairage rasant constitué de caissons lumineux sur potelets à l'arrière de la BN4,
- une corniche-caniveau en bardage métallique incluant des fourreaux pour éclairage et courants faibles de chaque côté,
- des avaloirs raccordant le caniveau fil d'eau au chéneau de la corniche.

Avec les longrines supportant ces équipements, la largeur de structure atteint 9,50 m.

Le tablier associe une dalle BA d'épaisseur constante de 0,25 m d'épaisseur à un caisson de forme trapézoïdale de 1,40 m d'épaisseur (élancement au 1/36^{ème}) composé d'une semelle inférieure de 3 700 mm et deux semelles supérieures de largeur 800 mm en travée et 1 000 mm sur appuis. L'entraxe des semelles supérieures est de 4 500 mm ce qui conduit à une inclinaison des âmes sur la normale au plan de roulement voisine de 30 %.

Le raidissage général est assuré par des diaphragmes percés d'un trou d'homme 1 200 x 700 mm dont l'espacement hors appui est de l'ordre de 5 m ; cet espacement est réduit à 4 m de part et d'autre de la pile P1. Hors appuis, les diaphragmes sont constitués d'une simple tôle de 16 et 18 mm et d'une semelle supérieure de 300 x 35 mm.

Sur piles ils sont renforcés et des raidisseurs de vérinage sont ajoutés.

Sur culées, les diaphragmes se prolongent à l'extérieur afin d'élargir l'entraxe des appareils d'appui pour favoriser la reprise de la réaction de torsion.

Les âmes, peu élancées, n'ont pas besoin de raidisseur.

Le raidissage de fond de caisson, prévu en 4 augets au POA, se transforme, lors des études de DCE, en 4 raidisseurs en T dont l'exécution est plus adaptée à un tracé plan en courbe prononcée.

Les raidisseurs latéraux sont beaucoup plus importants que les raidisseurs intermédiaires (figure 6) afin de renforcer le fond de caisson au lançage (réaction non centrée sur l'âme).

La dalle est prévue coulée en place sur équipement mobile. Dans son avis sur le POA, l'IGOA préconise d'ouvrir une variante d'exécution en dalle préfabriquée, cette technique permettant d'éviter les bétonnages au-dessus des voies franchies.

Compte tenu de l'exiguïté du caisson, la remise en peinture de l'intérieur serait problématique. Le POA prévoit donc la mise en place d'un dispositif de déshumidification permettant de s'en affranchir. Mais le fonctionnement d'un tel dispositif suppose de la part de l'exploitant une surveillance continue. Si celle-ci s'intègre sans difficulté dans la maintenance d'un ouvrage exceptionnel pour lequel est souvent créée une structure d'exploitation spécifique ; elle est plus aléatoire dans un cas plus courant.

Au stade du DCE, il a donc été préféré au déshumidificateur :

- un renforcement de la protection anticorrosion intérieure (C4 alors qu'il est prévu C3 pour les surfaces extérieures) et un système de fermeture comprenant un dispositif d'équilibrage des pressions limitant les échanges,
- l'ouverture d'une variante de réalisation de la dalle sur une tôle coffrante métallique permettant d'assurer la clôture totale du volume intérieur afin d'éviter le renouvellement de l'atmosphère et d'économiser ainsi la mise en œuvre initiale et l'entretien de la protection intérieure. Ce concept n'est toutefois valide que si l'étanchéité de la paroi supérieure du caisson est fiable à 100 %, ce qui n'est pas garanti, même avec la chape d'étanchéité, par la dalle de béton seule sujette à fissuration.

La culée S

Afin de limiter la portée de la première travée et de s'affranchir de poussées de terres importantes dans un contexte géotechnique difficile, une culée creuse a été préférée à une culée remblayée. Elle se compose d'un chevêtre avant sur mur de front reposant sur une file de 3 pieux forés par l'intermédiaire d'une semelle de

liaison, d'un chevêtre arrière ancré sur une autre file de 2 pieux implantée en crête de remblai et de deux murs en retour triangulaires accrochés sur le mur de front à l'avant et sur le chevêtre à l'arrière (figure 5). La couverture de la culée est constituée d'une dalle coulée en place sur prédalles coffrantes et de poutres en béton armé préfabriquées encastrées sur les murs en retour. Les pieux, de 1,2 m de diamètre, sont réalisés après mise en place du remblai et consolidation des terrains compressibles ce qui élimine la plus grande part des frottements négatifs et poussées latérales sur les pieux de la culée S elle-même, mais également sur ceux de la culée du proche ouvrage existant PSA (figure 4). La culée présente un biais de 50 grades, elle s'aligne avec celle de l'ouvrage voisin PSA. Le parti architectural et paysager fait appel à des talus de pente 1/1 minéralisés par des gabions et des parements du type « grillage-cailloux » déjà mis en œuvre sur le nouvel ouvrage OA-DE de la phase 1B de l'échangeur récemment mise en service (photo 2).

La culée D

Beaucoup plus simple que la culée S, la culée D, du type culée enterrée se contente d'un chevêtre sur file unique de 2 pieux de 1,2 m de diamètre.

Les piles

Les piles sont constituées d'un fût cylindrique plein de 1,8 m de diamètre s'évasant en tête pour se transformer de façon continue en chapiteau de section elliptique de 4,5 m de grand axe et 2,5 m de petit axe (photo 3). Le fût, dont le parement est lisse, est encastré dans une semelle massive de 6 m x 6 m x 1,5 m coiffant 4 pieux forés de 1,2 m de diamètre ancrés dans le substratum molassique.

Les appareils d'appui

Le tablier repose sur chacune des lignes d'appuis au moyen de deux appareils, encastrant ainsi le tablier à la torsion.



Photo 2 : parements « grillage-cailloux » de l'OA-DE – Source : SGT/DDE 31

Compte tenu du tracé plan en forme de S, l'ouvrage est guidé selon son axe longitudinal sur culée vis à vis des variations linéaires. Un pseudo-point fixe est créé en partie centrale de l'ouvrage en plaçant des appareils d'appui en caoutchouc fretté sur les piles P3, P4 et P5. Cette solution a été préférée à 2 appareils à pot fixe sur P4, car elle permet de limiter la flexion parasite d'axe vertical dans le tablier et de mieux répartir les efforts longitudinaux. Les autres appuis sont équipés d'appareils à pot d'élastomère, monodirectionnels côté concave et multidirectionnels côté convexe.

Les calculs de projet ayant fait apparaître des différences importantes de réaction entre les deux appareils sur la culée S ainsi que sur les piles P1 à P4, il est prévu d'effectuer, après mise en place des superstructures, une pesée de l'ensemble des réactions d'appui suivie d'un rééquilibrage transversal par dénivellation sur les appuis pour lesquels le déséquilibre excède 50 %.

terre-plein de la liaison périphérique sud - A61 conduit à lui donner un biais de 83 grades.

La géométrie « routière » de base est la suivante :

- le tablier est contenu entièrement dans un tracé circulaire de 170 m de rayon sur l'axe de la bretelle (figures 4 et 8),
- le profil en long est contenu entièrement dans un arc de parabole de 5 800 m de rayon.

Cette géométrie est aménagée pour permettre le poussage de l'ouvrage qui doit se faire selon une ligne moyenne qui se reproduit par déplacement, sans déformation pour le tablier. La meilleure approche géométrique dans le cas présent est constituée d'un arc de cercle incliné, défini par 3 points en X, Y et Z : un point sur chaque culée et un point sur P4 qui correspond sensiblement au centre de l'ouvrage.



Photo 3 : une pile de l'OA-SD – Source : SGT/DDE 31

L'ouvrage OA-LE

Le tablier en dalle précontrainte

L'implantation des appuis de l'étude préliminaire n'est pas modifiée. La longueur totale entre lignes d'appui extrêmes est de 209,89 m ; elle se décompose en 8 travées de portées curvilignes successives : 23,154 - 27,460 - 27,681 - 2 x 27,684 - 27,680 - 27,681 - 20,867 m (figure 7). Les lignes d'appuis sont radiales sauf celle de la pile P1 dont l'insertion dans le

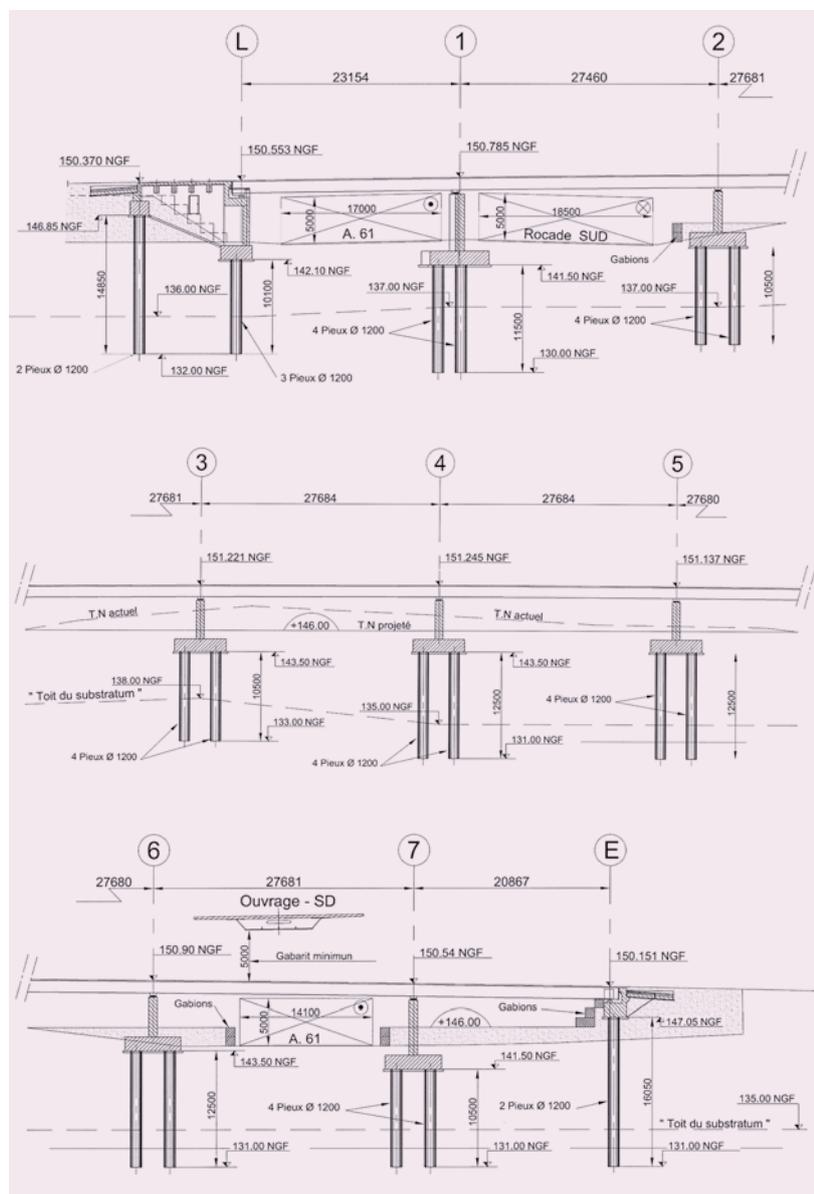


Figure 7 : coupe longitudinale de l'OA-LE

Le profil en travers porté est le même que celui de l'OA-SD au dévers près qui est constant et égal à 5 % (figure 8).

Les équipements sont identiques à ceux de l'OA-SD, la seule différence résidant dans la courbure du bardage des corniches et dans la présence d'une corniche-caniveau seulement côté concave du tracé en plan.

La dalle est composée d'une nervure de 1,25 m de hauteur sur 5,0 m de largeur et de 2 encorbellements symétriques de 1,90 m de portée et d'épaisseur variant de 0,25 à 0,50 m.

Les entretoises d'about ont une épaisseur de 2 m afin de permettre la déviation des câbles de précontrainte ancrés dans cette sur largeur.

La précontrainte, définitive et provisoire, est évoquée plus loin (phasage de réalisation).

Les culées

La conception de la culée L est totalement identique à celle de sa voisine S de l'OA-SD car elle répond aux mêmes contraintes. Par contre, la ligne d'appui rayonnante conduit à un angle de l'ordre de 46 grades entre le mur de front et l'alignement de la culée S et, au-delà, de la culée du PSA (figure 4). Cette disposition complique un peu le raccordement de la culée aux talus en gabions à l'extérieur mais elle simplifie la structure de la dalle de couverture.

La culée E est totalement similaire à la culée D de l'OA-SD.

Les piles

Les piles sont constituées d'un simple fût parallélépipédique encastré dans une semelle massive de 6 m x 6 m x 1,5 m (piles P2 à P7) et de 7 m x 5 m x 1,5 m (pile P1) coiffant 4 pieux forés de 1,2 m de diamètre ancrés dans le substratum molassique.

La section du fût est un rectangle de 5 m de long et 0,90 m d'épaisseur.

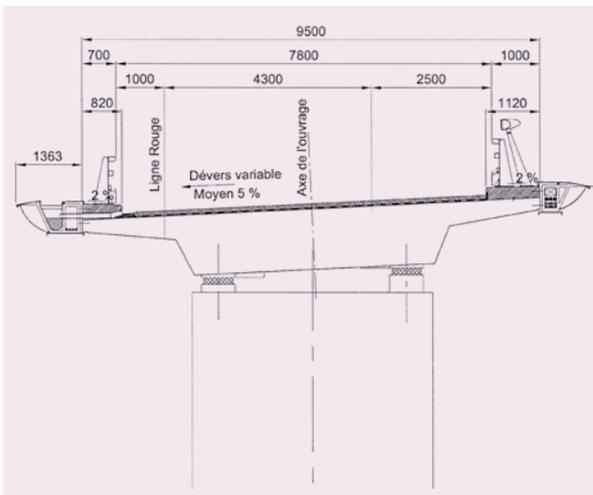


Figure 8 : coupe transversale de l'OA-LE

Le parement initial proposé au POA dans le cadre du parti architectural est constitué d'une tôle coffrante en acier autopatinable. Dans son avis sur le dossier, l'IGOA déconseille fortement cette proposition sur la base d'expériences désastreuses de leur emploi dans une atmosphère urbaine.

Le maître d'ouvrage donne suite à cet avis ; les tôles sont retirées et les parements restent bruts et lisses. (photo 4).

Les appareils d'appui

Le tablier repose sur chacune des lignes d'appuis au moyen de deux appareils, encastrant ainsi le tablier à la torsion.

Les appareils d'appui sur pile sont en caoutchouc fretté. Sur les culées, ce sont des appareils d'appui à pot d'élastomère, monodirectionnels côté concave et multidirectionnels côté convexe.

La consultation des entreprises et la mise au point du marché

La consultation des entreprises est lancée fin 2003. Le marché TOARC (Terrassements – OA - Rétablissements de Communications) regroupe en tranche ferme les deux ouvrages.

Les propositions techniques et les variantes

Les propositions techniques demandées aux entreprises portent sur des points classiques (mode d'exécution des fondations profondes, système de précontrainte de l'OA-LE, système de protection anticorrosion de l'OA-SD...) ainsi que sur le système de fermeture étanche et d'équilibrage des pressions du caisson de l'OA-SD.



Photo 4 : une pile de l'OA-LE – Source : SGT/DDE 31

Les variantes d'exécution autorisées portent sur deux modes constructifs de la dalle de l'OA-SD qui s'excluent mutuellement :

- préfabrication de la dalle du tablier,
- fermeture complète du caisson aux abouts et par une tôle supérieure faisant office de coffrage pour la dalle.

Dans le cadre de la variante de fermeture complète, le CCTP est complété comme suit :

La tôle de fermeture est connectée à la dalle qui est coulée en place. La vérification de la charpente est effectuée en considérant que les variations du champ de température, extérieur au caisson, va créer une variation de pression de +/- 85hPa sur les parois du caisson. Cette pression est à combiner aux autres actions en tant qu'action d'accompagnement introduite dans les combinaisons avec un coefficient Ψ_0 égal à 0,6.

L'objectif de cette dernière suggestion de variante est de s'affranchir des problèmes liés à la mise en œuvre et au renouvellement de la protection anticorrosion intérieure du caisson.

L'offre retenue et la mise au point du marché

A l'issue du jugement, c'est l'offre variante du groupement d'entreprises DV Construction (mandataire)/Cazal/Colas qui est retenue. La variante porte sur la tôle de coffrage étanche du hourdis. L'avantage apporté s'apprécie plus en terme de maintenance que d'économie financière qui est relativement modique (32 000 € HT).

A noter qu'aucune variante de préfabrication de la dalle n'a été présentée.

A la mise au point du marché, DV Construction désigne l'entreprise Matière pour fabriquer et monter en sous-traitance la charpente métallique de l'OA-SD. La tôle de coffrage fait l'objet d'une mise au point technique et d'une forfaitisation financière. Les propositions d'extension du lançage côté est que l'entreprise Matière fait à ce moment là sont évoquées plus loin.

Les études d'exécution et les travaux

L'ouvrage OA-SD

La cinématique de mise en place de la charpente

La géométrie de l'ouvrage en « S » en plan ne permet pas d'envisager une mise en place par lancement d'un seul côté, aussi, dès le projet, le lancement a été prévu en deux parties est et ouest.

Le profil en long présente dans la partie centrale de l'ouvrage un arc de parabole, de rayon de 1 500m au sommet, intercalé entre deux rampes. Cette cambrure conduit à une variation rapide de l'écart vertical entre la rampe et la parabole, variation peu propice au lancement en particulier côté est.

L'ouvrage franchit côté ouest la liaison périphérique sud - A61 dont la largeur est à cet endroit de l'ordre de 40 m ce qui génère une sujétion importante au niveau du bétonnage de la dalle.

Cette triple contrainte avait conduit lors du projet à envisager la mise en œuvre en 3 étapes selon le phasage suivant :

- lancement depuis la culée est des travées 6 à 8 correspondant à une partie circulaire en plan et un profil en long rectiligne à l'exception de l'about présentant une flèche de 75 cm ;
- lancement depuis la culée ouest des travées 1 et 2 correspondant à une partie circulaire en plan et en rampe en profil en long. La dalle de couverture est bétonnée avant lancement sur 90 % de la première travée afin de ne pas avoir à réaliser de bétonnage au dessus de la liaison périphérique sud - A61. Compte tenu du poids de la charpente équipée de la dalle il est prévu la mise en place d'une palée provisoire dans le Tpc de la liaison afin de diviser en deux la première travée ;
- mise en place à la grue des travées 3 à 5 par tronçons à partir des piles.

Lors de la mise au point du marché, l'entreprise Matière propose de lancer une travée supplémentaire côté est en atteignant la pile 4, cette disposition permettant de s'affranchir de la pose de la travée 5 compliquée par la présence du ruisseau Le Palays. Cette modification, entérinée par le marché, a été acceptée par le maître d'œuvre sous réserve que, dans aucune phase de lancement et sur aucun appui, le calage ne dépasse une hauteur de 2 m chaises comprises. Il était alors prévu la pose à la grue de la travée 4 et le hissage de la travée 3 entre les extrémités est et ouest de la charpente.

En cours de marché, à l'issue d'un certain nombre d'études, l'entreprise établit la faisabilité technique de la poursuite du lancement de la partie est jusqu'à la pile 3, opération qui lui permet d'éviter la mise en place par le sol de la travée 4 au-dessus de la liaison autoroutière périphérique est - A61. Elle sollicite l'autorisation du maître d'œuvre qui valide ce nouveau montage après avoir reçu la démonstration que la hauteur limite de calage de 2 m serait respectée.

La cinématique d'exécution adoptée fait finalement abstraction de la contrainte du profil en long et l'ensemble des parties en arc de cercle est lancée, la travée 3 restante comprenant la courbe en S étant posée à la grue.



Photo 5 : les raidisseurs dans la partie lancée

Source : SGT/DDE 31

Le phasage réalisé est alors le suivant :

- lancement depuis la culée est des travées 4 à 8 sur une longueur de 231 m,
- lancement depuis la culée ouest des travées 1 et 2 sur une longueur de 104 m, la dalle de couverture sur la travée 1 étant préalablement bétonnée,
- mise en place à la grue de la travée 3.

Adaptations de la charpente

Le poids de la charpente issu du projet était de 1 250 t. Ce poids avait été calculé sur la base du plan de répartition matière joint en dossier 2 du DCE. Il a été porté à 1 300 t lors des études de DCE afin de prendre en compte une provision pour les opérations suivantes :

- le rééquilibrage transversal des réactions d'appui sur la culée S et les piles 1 à 4 afin de minimiser le différentiel d'appui entre les deux appareils d'appui d'une même pile. Ce différentiel important n'étant pas jugé de « bonne construction ». Afin de minimiser les effets du rééquilibrage sur le rendu de l'ouvrage fini il avait été décidé de mettre en œuvre une contre flèche transversale dont les effets avaient été jugés susceptibles de modifier les sollicitations dans la charpente ;
- afin de minimiser les efforts dans la partie lancée avec la dalle, une palée provisoire est mise en place dans le TPC de la liaison périphérique sud - A61. Cette palée (et donc sa souplesse qui majore les sollicitations dans la charpente) ne peut être connue qu'à l'exécution.

Le poids mis en œuvre in fine est de 1 334 t (hors contreventement provisoire et tôle de coffrage), ce qui correspond à un poids au mètre carré de surface



Photo 6 : un tronçon en présentation à blanc en usine

Source : SGT/DDE 31

utile de 450 kg/m^2 . Il est à noter que l'application de la formule traditionnelle donnant le poids au mètre carré de surface utile d'un caisson mixte de 51 m de travée déterminante conduirait à une valeur de 190 kg/m^2 !...

L'augmentation de 84 t par rapport au poids issu du projet se répartit à peu près comme suit :

- l'épaississement du fond de caisson et de la semelle supérieure, ainsi que l'ajout de montants intermédiaires dans la partie centrale de la travée 2 pour 10 t ;
- l'épaississement du fond de caisson et de la semelle supérieure, ainsi que l'ajout de montants intermédiaires dans la partie centrale de la travée 4 pour 9 t ;
- le renforcement des raidisseurs du fond de caisson sur l'ensemble des parties lancées et en particulier les raidisseurs latéraux. La hauteur moyenne de l'âme de ces raidisseurs est de 700 mm pour 300 au projet (photo 5). L'augmentation du poids est de 65 t pour un total au projet de 140 t.

Les études d'exécution de l'ouvrage en phase de service valident la répartition matière du DCE. Les modifications de la charpente sont liées à la vérification au lancement et ont pour origine une ou plusieurs des causes ci-après :

- la palée dans le TPC de la liaison périphérique sud - A61 qui de par sa souplesse majore les efforts dans la charpente au lancement : majoration travée 2 et raidisseurs ;
- la prise en compte de la contre flèche transversale liée au rééquilibrage qui conduit, compte tenu de la raideur du caisson, à des réactions d'appui en phase de lancement maximales de l'ordre de 300 t. Les



Photo 7 : portiques de déchargement

Source : SGT/DDE 31



Photo 8 : contreventement provisoire

Source : SGT/DDE 31



Photo 9 : une tôle coffrante étanche avant la pose (joint en vert)

Source : SGT/DDE 31



Photo 10 : avant-bec de lancement

Source : SGT/DDE 31

études d'exécution ont montré que pour être efficace le rééquilibrage devait concerner l'ensemble du tablier dont la totalité de la partie lancée côté est sur laquelle cette contre flèche influe sur les réactions d'appui : majoration travée 2, travée 3 et raidisseurs ;

- la fermeture du caisson décidée au marché qui conduit à une majoration du poids au lancement (350 kg/ml) : majoration travée 2, travée 3 et raidisseurs. Il est toutefois à noter que la prise en compte des variations de pression liées à cette fermeture ne s'est pas avérée dimensionnante lors des études d'exécution ;

- l'allongement de la longueur lancée est qui conduit à un porte à faux plus important lié au franchissement d'une travée de 51 m (travée 3) au lieu de 49 m (travée 4 à 6) : majoration travée 3 et raidisseurs ;

- l'éloignement de l'âme de l'appui de lancement qui conduit à y placer un raidisseur au-dessus ; le raidisseur se transforme de « renfort d'âme » en « poutre de lancement » : majoration des raidisseurs.

La fabrication et la mise en place de la charpente

La charpente est réalisée dans l'usine Matière de Bagnac sur Célé près de Figeac et acheminée sur site par convois routiers exceptionnels. La totalité de l'ouvrage est découpée en 22 tronçons d'une longueur de 14 à 28 m et d'un poids (y compris le contreventement) de 55 à 85 t.

Compte tenu des limites de capacité de levage et de dimension des cabines de peinture, le caisson est partagé longitudinalement en deux moitiés reconstituées ensuite après primaire de peinture et avant envoi sur le site (photo 6).

L'exiguïté des plateformes de montage conduit l'entreprise à utiliser des portiques de déchargement des tronçons, moins encombrants au sol que des grues mobiles (photo 7).

Le contreventement provisoire en phase de lancement et de bétonnage de la dalle est constitué de croix de St André à profil en T reconstitué (photo 8). La liaison à la charpente du contreventement est réalisée par soudure. En fait, le contreventement assure une deuxième fonction, celle d'étaie de la tôle coffrante dont la structure n'est pas auto-porteuse. Cette tôle est fixée sur les semelles supérieures du caisson et des diaphragmes par boulonnage, l'étanchéité étant assurée par interposition d'un joint hydro-expansif (photo 9).

Le lancement est effectué avec un avant-bec triangulé de 20 m de longueur dont un dispositif d'accostage de 1 m. Compte tenu de la forte courbure, les deux tronçons sont assemblés en facettes pour limiter le balayage sur appui (photo 10).

Les chaises de lancement à balancier sur grain sont équipées de patins de PTFE ; une bande de tôle inox étant interposée entre la charpente et les patins au moment du lancement. Leur capacité maximale est de 300 t sur pile (photo 11).

Le guidage se fait également par patin sur le chant de la semelle inférieure, sur un châssis réglable en largeur et hauteur. En raison de la rampe importante côté est (plus de 7 %), un treuil de retenue est mis en place (photo 12).



Photo 11 : chaise de lancement à patins PTFE

Source : SGT/DDE 31



Photo 12 : chevêtre et guidage sur pile, treuil de retenue

Source : SGT/DDE 31

a) Le dimensionnement des organes de lancement

La courbure et la pente importante (jusqu'à 7 % côté est) sont des paramètres importants pour le dimensionnement des organes de lancement. L'entreprise ayant fait le choix de ne mettre en place que deux points de guidage transversal, le calcul de l'effort de traction ainsi que des efforts transversaux dans les guides peut être effectué au tableur.

La traction est assurée par une paire de câbles de précontrainte tendus entre la culée et la poutre de traction appuyée à l'arrière de la charpente. Compte tenu de la courbure du tablier, un déviateur est mis en place à 25 m à l'arrière de la culée au niveau du premier appui. La photo 13, prise au démarrage de la première phase de lancement côté est, montre ces dispositifs.

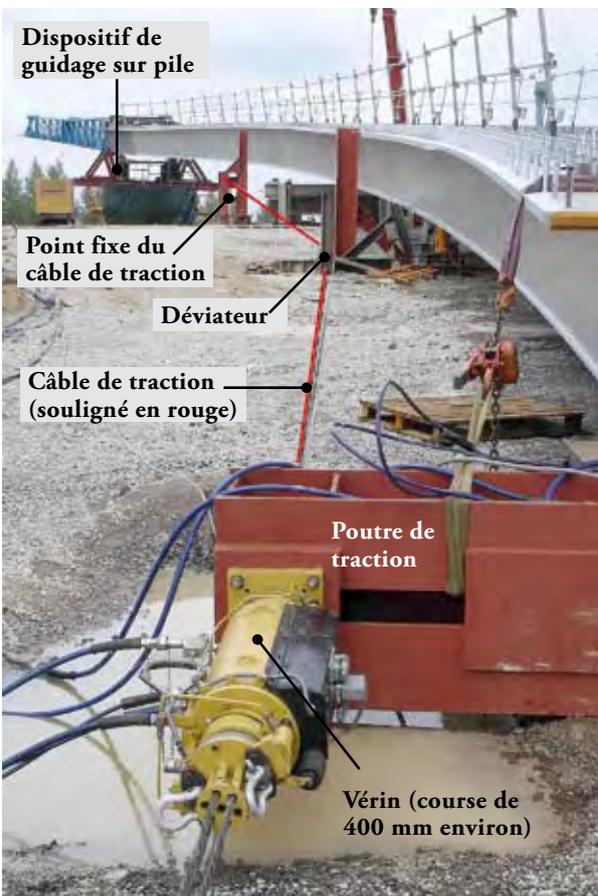


Photo 13 : première phase de lancement côté est – Source : SGT/DDE 31

Le calcul a été conduit de manière exhaustive pour l'ensemble des phases selon un pas de 0,5 m en retenant les hypothèses ci-après de frottement sur les patins de lancement (contact tôle de charpente téflon) :

- en phase d'avancement le frottement est compris entre 5 et 10 % ;
- en phase d'arrêt le frottement résiduel est de 1,5 %.

Ce calcul a permis de définir l'effort de traction et de retenue ainsi que les efforts appliqués aux guides transversaux. Le tableau 1 ci-dessous récapitule les efforts maxima de calcul pour les côtés est et ouest.

Ces efforts ont été retenus pour le dimensionnement des dispositifs de lancement (câbles, dispositif de guidage transversal, déviateur) et la vérification des fûts de pile et des fondations. Pour les piles P4, P5 et P6, les plus hautes, le lancement s'est avéré dimensionnant. C'est également le cas de la culée D qui subit l'effort de traction et pour laquelle il a été nécessaire de doubler la file de pieux.

Le frottement réel lors des différentes phases de lancement est voisin de 7,5 %.

b) Le lancement côté est (août 2005 - février 2006)

L'espace disponible réduit à l'arrière de la culée est (55 m) conduit à réaliser le lancement en plusieurs phases pour mettre en place les 231 m de tablier. Le nombre de phases retenu est de 5, ce qui a permis de conserver des niveaux d'appui constants pendant chacune d'entre elles, malgré l'avant de la charpente qui présente une géométrie cambrée vers le bas. Les chaises de lancement équipent les appuis définitifs P3 à CD ainsi que l'appui provisoire AP installé à 25 m à l'arrière de CD.

La cinématique est résumée sur la figure 9.

	Poids maxi du tablier (t)	Effort maxi de traction (t)	Effort maxi de retenue (t)	Effort maximal de guidage transversal			
				À l'avant		A l'arrière	
				Appui	Effort (t)	Appui	Effort (t)
Côté est	953	153	35	P4	37	Culée D	71
Côté ouest	805	134	46	P1	15	Culée S	31

Tableau 1

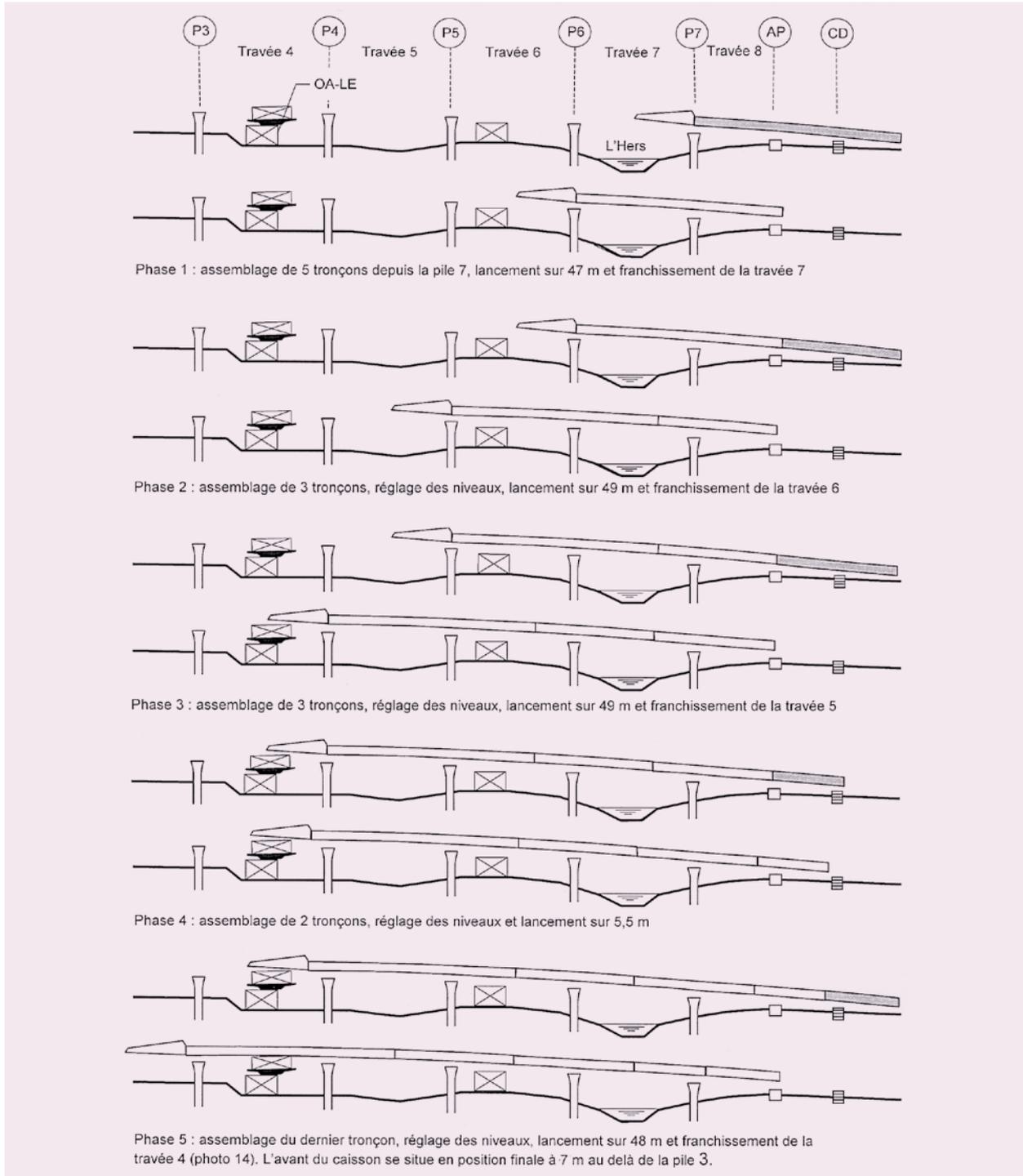


Figure 9 : phases de lancement côté est (chaises et calages non représentés)



Photo 14 : 5^{ème} phase de lancement côté est, approche de P3 - Source : SGT/DDE 31



Photo 15 : 1^{er} lançage côté ouest – Source : SGT/DDE 31



Photo 16 : dernier lançage avec la dalle – Source : SGT/DDE 31

c) Lancement ouest (décembre 2005 - mai 2006)

De ce côté l'emprise disponible à l'arrière de la culée pour mettre en place les 104 m de tablier est encore plus réduite (50 m). Trois phases sont retenues permettant de conserver des niveaux d'appui constants tout au long de chacune. Les chaises de lançage équipent les appuis définitifs CS à P2 ainsi que les appuis provisoires AP1 à AP4 installés à l'arrière de CS et la palée provisoire PP placée dans le terre-plein central de la liaison périphérique sud - A61.

La cinématique est résumée sur la figure 10.

d) Pose des tronçons centraux (mai - juin 2006)

La zone de « clavage » entre les parties lancées comprend 2 tronçons pour une longueur de 37 m et un poids de 130 t. Les tronçons sont assemblés au sol (photo 17) et leur abouts recoupés après relevé de l'extrémité des parties lancées.

La mise en place est effectuée le matin par levage à l'aide de deux grues (figure 10, photos 18 et 19) ; le tronçon reposant sur les abouts des parties lancées par l'intermédiaires de clames (photo 20). Les joints sont pointés aussitôt afin d'éviter la fermeture des jeux de soudage avec la montée de la température ambiante.



Photo 17 : tronçon central au sol – Source : SGT/DDE 31



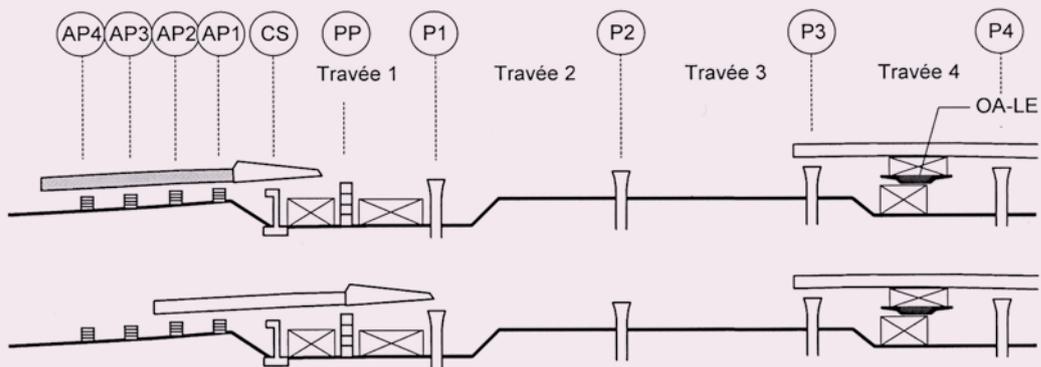
Photo 18 : grutage du tronçon central – Source : SGT/DDE 31



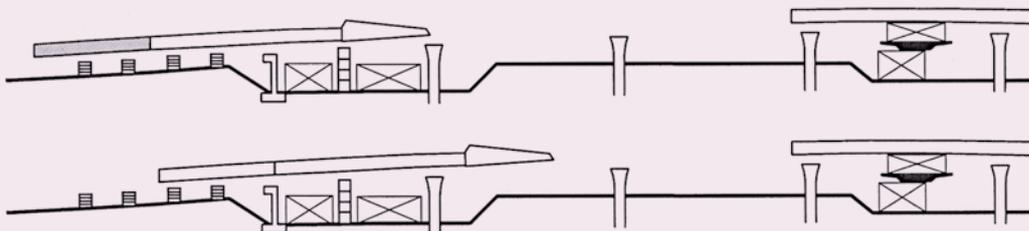
Photo 19 : grutage du tronçon central – Source : SGT/DDE 31



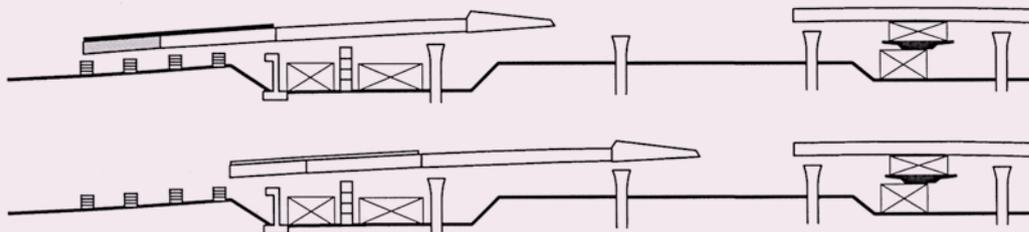
Photo 20 : clames de repos provisoire du tronçon central – Source : SGT/DDE 31



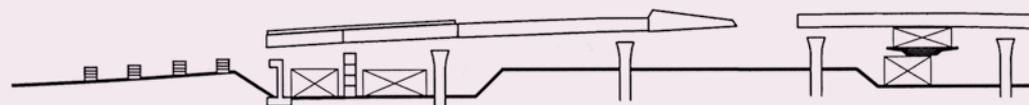
Phase 1 : assemblage de 3 tronçons à l'arrière de la culée, lancement sur 33 m et franchissement de la liaison périphérique sud → A61. L'avant du caisson se situe sur la palée provisoire (photo 15)



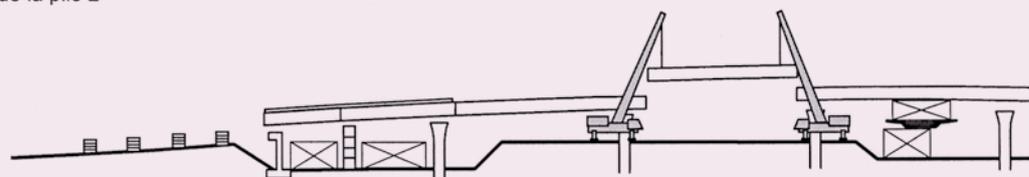
Phase 2 : assemblage de 2 tronçons, réglage des niveaux, lancement sur 32m et franchissement de la liaison A61 → périphérique sud. L'avant du caisson se situe sur la pile 1



Phase 3.1 : assemblage du dernier tronçon ouest, bétonnage de la dalle, réglage des niveaux, lancement sur 41,5 m et franchissement de la travée 2. L'avant bec est en appui sur la pile 2



Phase 3.2 : délestage sur P1 et lancement sur 9,5m (photo 16). L'avant du caisson se situe en position finale à 7 m au delà de la pile 2



Phase 4 : grutage du tronçon central (photos 18, 19 et 20)

Figure 10 : phases de lancement côté ouest et grutage du tronçon central



Photo 21 : chariotage des cages d'armatures – Source : SGT/DDE 31

Réalisation de la dalle de couverture

A l'exception des parties coulées en place avant le lancement côté ouest, toute la dalle est bétonnée sur équipage mobile.

Au préalable, la réalisation du ferrailage comprend :

- la préfabrication des cages d'armatures à l'arrière de la culée D (partie est) ou au sol dans la zone centrale suivie de pose à la grue sur le caisson (partie ouest),
- la mise en place par chariotage (photo 21).

Le bétonnage est effectué en 34 plots d'environ 10 m de longueur selon la cinématique dite du « pas du pèlerin » en utilisant deux équipages mobiles (photo 22).

Chaque équipage se déplace de façon autonome (sans treuil) par des moyens hydrauliques en utilisant (photo 23) :

- 2 profilés en forme de ski prenant appui sur des « tabourets » équipés de PTFE et reposant sur la charpente,
- 2 vérins de ripage horizontaux à double effet,
- 4 vérins verticaux.

L'ensemble fonctionne en « poutre-tiroir » selon le cycle suivant :

- prise en charge du poids de l'équipage par les vérins verticaux s'appuyant, soit sur des tabourets (partie non



Photo 22 : bétonnage d'un plot – Source : SGT/DDE 31

encore bétonnée) soit directement sur la dalle (partie déjà bétonnée),

- avancée des skis au-dessus des tabourets par ouverture des vérins de ripage,
- relâchement des vérins verticaux et prise en charge du poids de l'équipage par les skis,
- avancée de l'équipage glissant sur les skis par fermeture des vérins de ripage.

Au moment de la rédaction de cet article, le bétonnage n'est pas encore achevé.

Compte tenu de la technologie des équipages, seules les opérations de coffrage et décoffrage des plateaux d'encorbellement ont été jugées incompatibles avec le maintien de la circulation sur les bretelles autoroutières ; ces dernières seront coupées au cours de 7 nuits. La durée totale des opérations de bétonnage prévue par l'entreprise est de 13 semaines, soit un rythme moyen de l'ordre de 2,5 plots par semaine.

A leur issue, il restera à bétonner les longrines d'ancrage des barrières, à réaliser le vérinage de rééquilibrage des réactions et à poser les équipements manquants.

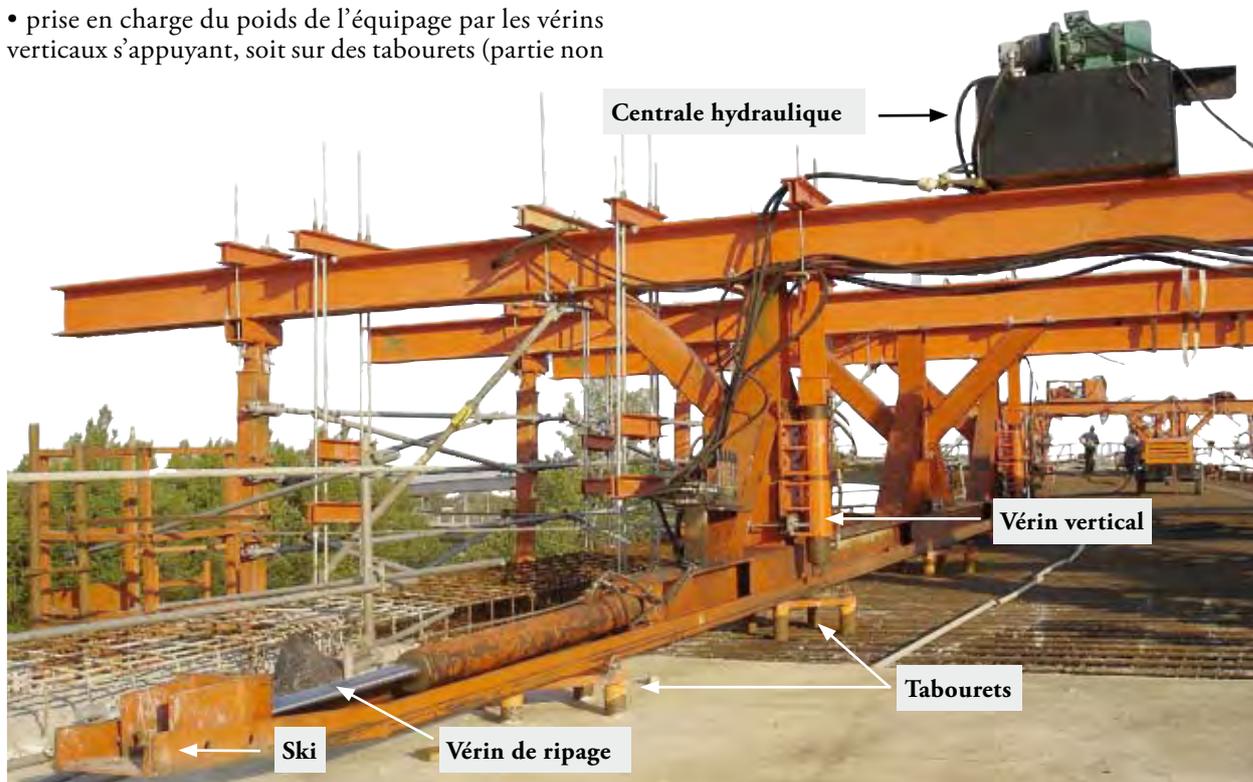


Photo 23 : détails équipage mobile – Source : SGT/DDE 31

L'ouvrage OA-LE

Principe de phasage

La configuration de l'échangeur ne permet pas, par manque de place à l'arrière des culées, de pousser depuis celles-ci. En revanche, la zone centrale couvrant

4 travées est accessible, aussi le tablier a-t-il été conçu et réalisé en trois parties selon le phasage résumé sur la figure 11.

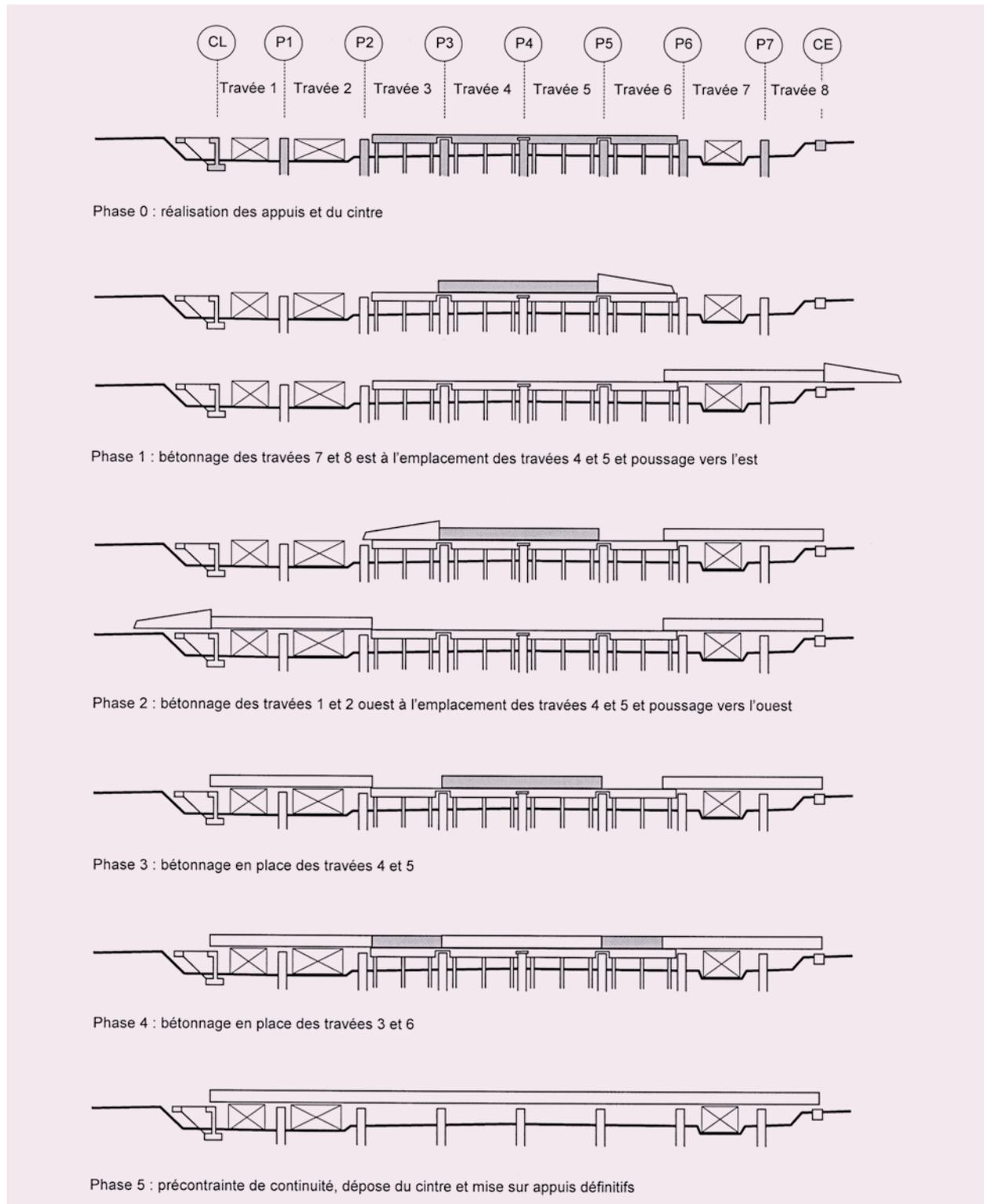


Figure 11 : phases de réalisation de l'OA-LE

Le cintre de préfabrication et de poussage

La préfabrication des phases poussées, puis le coulage en place de la partie centrale sont exécutés sur un cintre qui règne sur les travées 3 à 6 de l'ouvrage définitif, chacune d'entre elles étant découpée en portique double constitué comme suit :

- la traverse est faite de deux longrines en béton armé de 0,50 m de largeur et 0,90 m de hauteur. Ces longrines servent à la fois pour la phase étaie et pour la phase de poussage, leur partie supérieure étant revêtue d'une tôle d'acier graissée ;
- les piédroits sont des palées comprenant 2 tubes métalliques qui reposent en rive sur les semelles des piles définitives et au centre sur des barrettes coiffant 2 pieux forés de 0,60 m de diamètre.

Afin de répartir l'effort de poussage, les 4 portiques sont attelés longitudinalement par clavage des longrines au-dessus des piles P3, P4 et P5 et sont en appui horizontal sur la pile centrale, P4 (figure 11 - phase 0).

L'étaie à proprement parler est constitué de plateaux coffrants supportés par des profilés HEB longitudinaux sur un (ou 2) chevêtre(s) en HEB 600, lesquels reposent sur les consoles des palées au moyen de boîtes à sable et de cales (photo 24).

Après bétonnage et mise en précontrainte, l'étaie est abaissé par vidange des boîtes à sable suivie de déverinage. Le tablier qui repose sur les longrines par l'intermédiaire d'une bande de contreplaqué désolidarisée du reste du coffrage peut alors être poussé (figure 12).



Photo 24 : cintre de préfabrication – Source : SGT/DDE 31

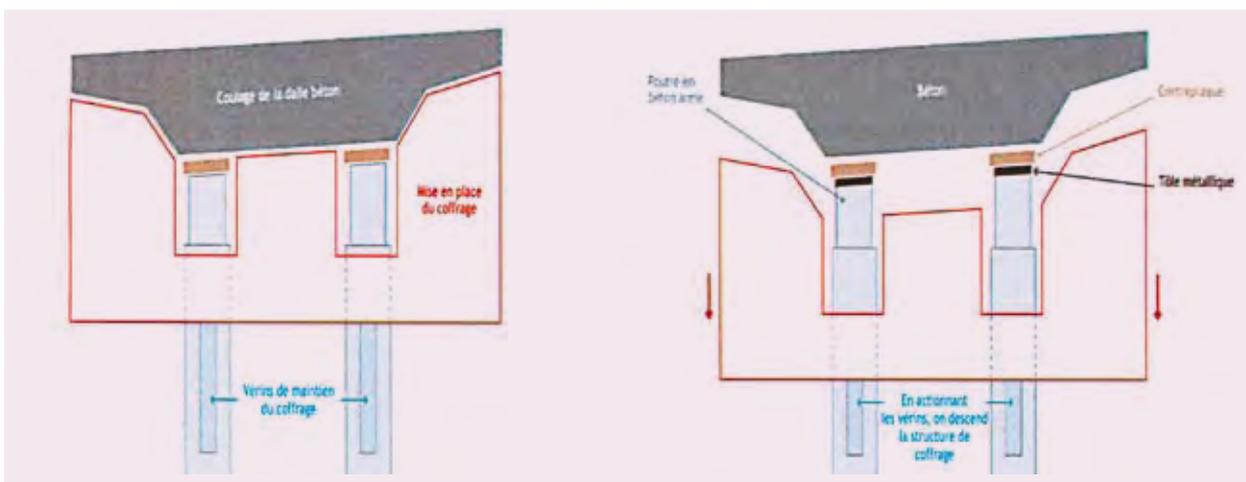


Figure 12 : principe de fonctionnement du cintre de poussage

La précontrainte

Elle est réalisée au moyen de câbles 19T15S du procédé VSL.

Le phasage de construction nécessite un câblage particulier compatible avec les phases de poussage et de service (voir article dans le bulletin n° 42), dont le principe est rappelé ci-après :

a) Au poussage

Dans chaque partie poussée, 20 câbles sont mis en place (voir figure 13).

b) En service

Sont présents 19 câbles dans les parties poussées et 13 câbles dans la partie coulée en place (voir figure 14).

Les modifications du câblage de projet apportées lors de la réalisation sont liées aux méthodes d'exécution et concernent :

- l'entraxe de l'avant bec de 4 m pour 3 m au projet. Ceci a eu pour conséquence la modification du plan de câblage de par la modification de l'implantation des câbles aux abouts.
- la zone de bétonnage est identique pour les tronçons est et ouest qui sont réalisés sur les travées 4 et 5. Il en résulte un poussage plus long que celui du projet où le tronçon est était prévu d'être bétonné entre mi-travée 4 et mi-travée 5 et le tronçon ouest entre mi-travée 3 et mi-travée 4.

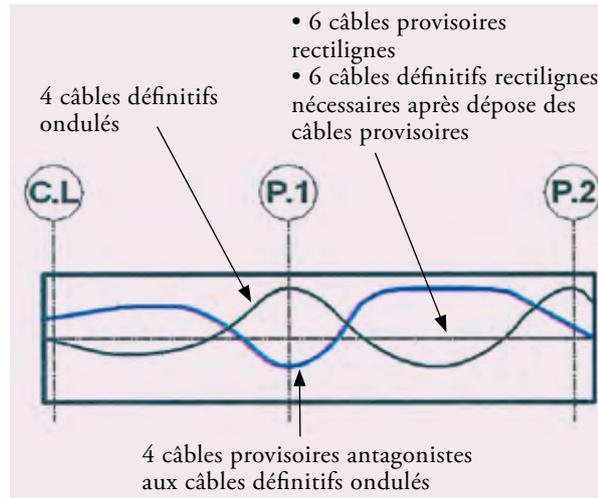


Figure 13 : les câbles présents au poussage

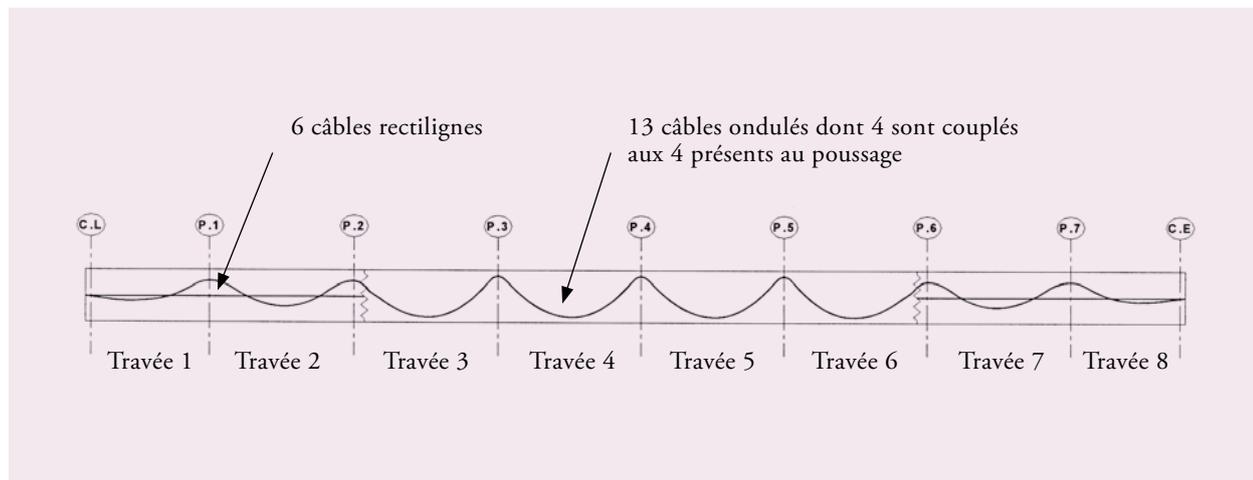


Figure 14 : les câbles définitifs

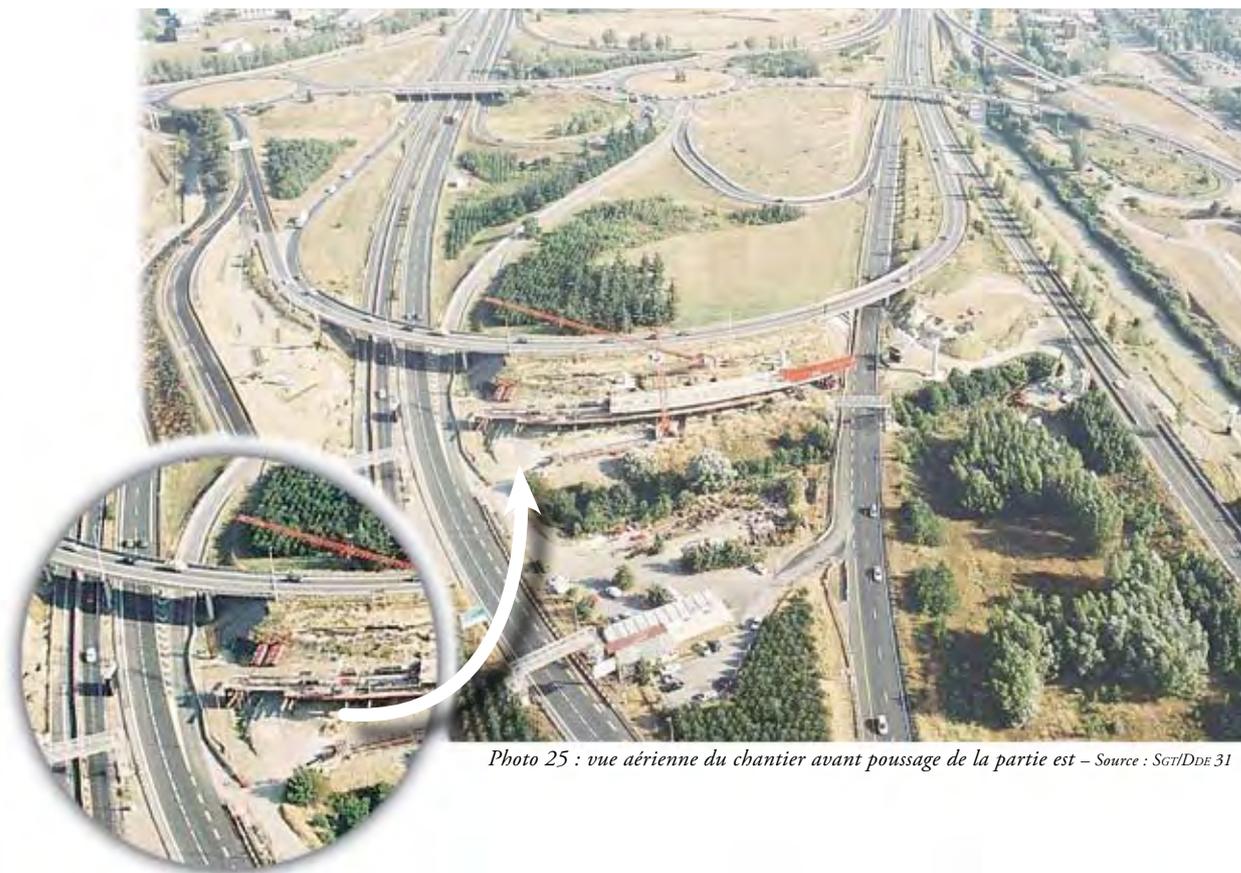


Photo 25 : vue aérienne du chantier avant poussage de la partie est – Source : SGT/DDE 31

Le poussage

La photo 25, prise avant poussage de la partie est, rend compte des problèmes d'emprise de chantier au milieu de la circulation autoroutière.

Le tablier progresse en début de poussage sur les longrines par glissement du contreplaqué sur tôle graissée, les plaques de contreplaqué chutant successivement dans un défoncé en extrémité des longrines. Il prend ensuite progressivement appui sur les piles et enfin sur la culée par l'intermédiaire de selles de glissement et plaques caoutchouc-PTFE dont le glissement est souvent amélioré au moyen de larges rasades d'un célèbre liquide vaisselle au citron...

Le déplacement du tablier est effectué grâce à deux couples de vérins pousseurs à double effet reliés, d'un côté à l'arrière du tablier et de l'autre à un sabot prenant appui sur la longrine au moyen de broches traversant les perçages ménagés dans celle-ci à un pas de 0,75 m, valeur légèrement inférieure à la course des vérins. Le cycle comprend : l'ouverture des vérins, le débrogage, le repli des vérins, le brochage,...

La progression du tablier est ralentie à chaque passage de pile où cette dernière interrompt le rythme des perçages. Une phase de démontage du vérin, mise en place d'une entretoise entre vérin et tablier, avancée,



Photo 26 : vérin pousseur – Source : SGT/DDE 31



Photo 27 : guidages du tablier – Source : SGT/DDE 31



Photo 28 : poussage de la partie est – Source : SGT/DDE 31



Photo 29 : about arrière phase est (coupleurs en bleu) – Source : SGT/DDE 31

démontage et dépose de l'entretoise prend plusieurs heures à chaque pile, soit 2 fois pour chaque partie poussée. La vitesse moyenne d'avancement a été de l'ordre de 3 m/heure travaillée.

Le guidage du tablier est assuré (photo 27) :

- sur les longrines, à l'aide de sabots bridés sur l'intrados du tablier et prenant appui au moyen d'un patin PTFE sur la face externe des longrines,
- sur les appuis définitifs, grâce à un profilé brélé par précontrainte et un patin PTFE.

Un avant-bec de 24,75 m de longueur (hors dispositif d'accostage) est installé à l'avant du tablier auquel il est relié par précontrainte par l'intermédiaire de bracons obliques en extrados et d'une platine en about. Comme celui de l'OA-SD, il est à deux tronçons assemblés en facettes pour limiter le balayage sur les appuis.

Le quart est de l'ouvrage a été préfabriqué puis poussé entre mai et juillet 2005 (photo 28) et le quart ouest entre août et octobre 2005.

Après chaque poussage, intervient une phase de détension des câbles provisoires. Pour éviter toute erreur dans cette opération, les ancrages sont repérés de façon très visible (photo 29).



Photo 30 : raboutage des câbles entre partie poussée et coulée en place – Source : SGT/DDE 31



Photo 31 : dépose des longrines de poussage – Source : SGT/DDE 31

Les travées 3 à 6 sont ensuite coulées en place en 4 phases de bétonnage, de novembre 2005 à février 2006. La mise en continuité par précontrainte avec les deux parties poussées nécessite le raboutage de certains conduits en attente et le couplage de certains câbles (photo 30).

Après mise en œuvre de la précontrainte de continuité, l'étalement est déposé. Les longrines sont sciées puis descendues au sol par vérinage (photo 31).

A lieu ensuite le transfert de l'ouvrage sur appuis définitifs : les appareils en caoutchouc sur pile sont matés et les appareils spéciaux sur culées sont scellés.

L'achèvement complet interviendra avec la mise en place des barrières et corniches sur la partie coulée en place suivie, sur tout l'ouvrage, de la pose de l'étanchéité, de la couche de roulement et de l'éclairage ■

Quelques éléments de coût

Le coût prévisionnel des ouvrages en base marché (valeur août 2003) est le suivant :

- OA-SD : 7,77 M€ TTC, soit 2,62 K€ TTC par mètre carré de surface utile de tablier
- OA-LE : 4,13 M€ TTC, soit 2,51 K€ TTC par mètre carré de surface utile de tablier.

Ce coût n'inclut pas la couche de roulement et l'éclairage rasant. Il ne comprend pas non plus les frais de signalisation provisoire et de protection de chantier dont le montant prévisionnel s'élève à environ à 0,6 M€ TTC.

Les intervenants

Maîtrise d'ouvrage : État, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement

Maîtrise d'œuvre: DDE 31, Service des Grands Travaux assisté de :

- Conception et contrôle des études d'exécution : DOA du CETE du sud ouest,
- Conception architecturale : B+M Architecture
- Conception paysagère : Agence Laverne
- Conception lumière : Light Cibles
- Contrôle extérieur des travaux : LRPC de Bordeaux (charpente métallique), LRPC de Toulouse (bétons, fondations profondes), FIT (contrôles topographiques)

Coordonnateur SPS : Véritas

Exploitants des voiries : ASF, DDE 31

Entreprises :

- OA-LE, appuis et dalle de l'OA-SD : DV Construction
- Fabrication et montage de la charpente de l'OA-SD : Matière
- Précontrainte, poussage et vérinage de l'OA-LE : VSL
- Fondations profondes : Gasparini

Bureaux d'études d'exécution :

- Notes de calcul de la charpente définitive OA-SD : SECOA
- Plans de la charpente définitive et études de montage : Matière
- OA-LE, appuis et dalle de l'OA-SD : SETI

*Credit figures : DOA/CETE du Sud Ouest : 4, 5, 6, 7, 8, 13 et 14
- SGT/DDE 31 : autres figures.*

Pont Saint Roch à Poznan (Pologne)

Définition d'un complexe étanchéité/couche de roulement sur un support métallique

Julian Bilal, Etienne Le Bouteiller, Michel Fragnet

Introduction

Le présent article se propose de présenter un exemple de coopération technique entre une entreprise routière française dont une filiale travaille en Pologne et le Sétra.

Le Sétra a, en effet, été sollicité par l'entreprise Colas dans le but de présenter les techniques françaises de complexe étanchéité/couche de roulement sur support métallique et l'aider à proposer une solution technique basée sur ces techniques mais innovantes pour la Pologne. L'objectif particulier de Colas était d'essayer de montrer l'intérêt des liants bitumineux fortement modifiés par des polymères pour apporter une réponse intéressante au problème posé.

Ceci a fait l'objet d'un contrat de partenariat entre l'entreprise Colas et le Sétra. Le présent article décrit le problème posé, les discussions avec les responsables locaux et la solution finalement mise en œuvre.

Maître d'ouvrage : la ville de Poznan (ZDM)

BET Projet : Ewa i Stanislaw Sipinscy (Poznan),

Entreprises en charge des travaux : Mostostal (Warszawa) et PRK (Poznan),

Bureau de surveillance du chantier : ZDM (Poznan)

Description de l'ouvrage

Le pont Saint Roch est un ouvrage important qui relie la vieille ville de Poznan (Pologne)⁽¹⁾ avec la banlieue proche en franchissant la Warta (affluent de l'Oder).

Le pont actuel est un ouvrage comportant une travée métallique bow-string de 75 m (avec un platelage de 12 mm raidie par des plats longitudinaux) et 2 travées d'accès en béton précontraint sur chaque rive de 33 m de hauteur variable. Les poutres métalliques, en extrémité, viennent s'encaster dans les travées d'accès.



Photo 1 : vue générale – Source : Colas

(1) Poznan est une ville d'environ 600 000 habitants sur l'itinéraire entre Berlin et Varsovie, à environ 200 km à l'est de Berlin.

L'ouvrage est donc continu sur une longueur totale de 233 m avec seulement un joint sur chaque culée.

L'ouvrage avait été construit il y a environ 90 ans et sa remise en état s'est avérée nécessaire. Sa particularité et c'est ce qui constituait une difficulté pour la solution étanchéité/couche de roulement est que la chaussée est prévue pour supporter dans la zone centrale une voie de bus de 3,50 m et une ligne de tramway (pour l'instant la ligne ne règnera que sur l'ouvrage car elle reste en projet sur les accès) commune avec cette voie de bus. De part et d'autre de ces voies, une voie de 3,50 m environ dans chaque sens sera affectée au trafic automobile. Par ailleurs, les trottoirs sont prévus pour supporter une piste cyclable et un trottoir. A noter l'insertion des rails du tramway dans une gorge interrompant la tôle de platelage, ce qui n'est pas favorable pour une bonne tenue à la fatigue de la structure.

La présence de cette voie de tramway/bus conduit à des épaisseurs de chaussée totalement inhabituelles pour une structure métallique : 11 à 12 cm avec des complexes tout aussi inhabituels.

La difficulté de conception et de mise en œuvre du complexe étanchéité/couche de roulement est de pouvoir être mis en œuvre aussi bien sous les voies supportant le trafic automobile que dans la zone centrale supportant, au début, un trafic de bus avec une épaisseur différente de la section adjacente.

Par ailleurs, la jonction et l'étanchéité entre les rails du tram qui sont soudés sur le platelage constituent une difficulté importante. A cela s'ajoutent des contraintes liées à l'évacuation des eaux et à l'existence de boîtiers spéciaux nécessités par l'exploitation de la future voie de tramway.

Le complexe étanchéité/couche de roulement

Les responsables locaux, s'appuyant sur des techniques allemandes (très influentes de par leur proximité) et leur expérience propre avaient défini au marché, un complexe qui s'apparentait au suivant, avec les approximations liées à des problèmes de traductions de matériaux très particuliers.

Le complexe prévu au projet

Chaussée

- sur le support acier, une couche de résine époxydique (Sika époxyde®) gravillonnée en surface,

- une émulsion,
- deux couches de BBC (Béton Bitumineux Coulé) clouté en surface.

Voie bus/tramway

- une série de couches de BBC (2 x 6 cm).

Sur trottoir

- une couche de résine époxydique (Sika époxyde®) gravillonnée directement circulée.

La démarche de Colas et l'approche en France

La filiale de Colas en Pologne, dans un souci de mettre en avant des produits performants comme les enrobés bitumineux à liants modifiés par des polymères pour lesquels la France dispose d'une grande expérience, a demandé s'il ne serait pas judicieux de proposer un complexe répondant mieux aux conditions très spéciales de fonctionnement et d'utilisation sur cet ouvrage. D'autant que la solution prévue au marché lui paraissait susceptible de poser problème en service compte tenu de notre expérience.

Pour faciliter l'introduction de ces techniques innovantes pour la Pologne, l'entreprise Colas a demandé au Séttra de venir faire une présentation des techniques françaises dans le domaine des complexes sur support métallique. Ceci a donc fait l'objet d'une intervention devant des responsables locaux tant de la maîtrise d'œuvre que des laboratoires. Le contact a été très chaleureux et très constructif devant des responsables très ouverts.

Ils étaient d'autant plus intéressés qu'ils avaient constaté des déboires portant sur le comportement des solutions comme celles prévues sur l'ouvrage.

Nous avons donc fait une présentation de l'approche française, notamment en présentant la procédure d'avis technique et le référentiel sur lequel s'appuie la procédure.

Nous avons notamment insisté sur l'importance de la méthode d'essai de fatigue par flexion inverse⁽²⁾ qui simule très bien le fonctionnement d'un complexe sur un support métallique. Des comparaisons ont été faites avec la méthode allemande et ont montré une très bonne corrélation entre le comportement lors de l'essai et celui sur site.

Sur la base de cette présentation, Colas a présenté, dans le cadre de son marché, un complexe répondant mieux aux sollicitations.

(2) À titre d'information, pour cet essai, le Séttra a lancé une étude pour faire cet essai dans une presse. Les résultats ont permis de mettre en place une méthode d'essai sous forme d'une norme (NF P 98.286) qui devrait être prochainement publiée.

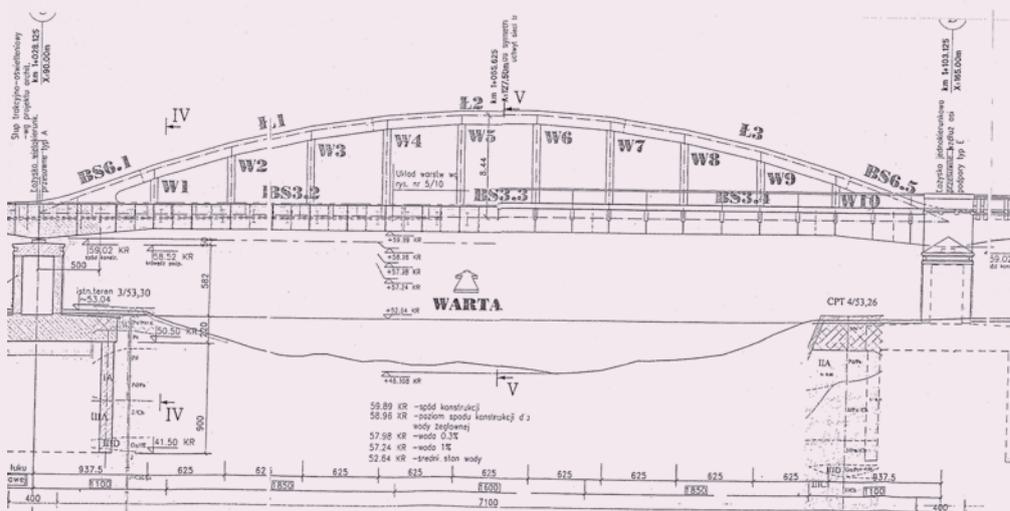


Figure 1 : coupe longitudinale de la travée centrale – Source : Colas

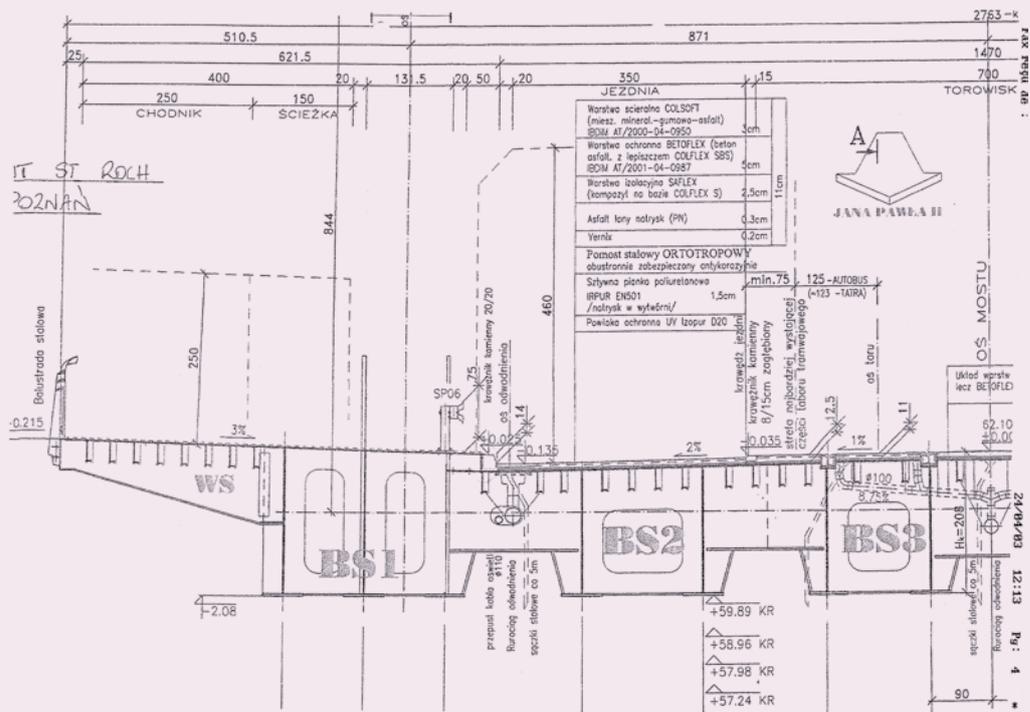


Figure 2 : coupe transversale voie normale et trottoir – Source : Colas

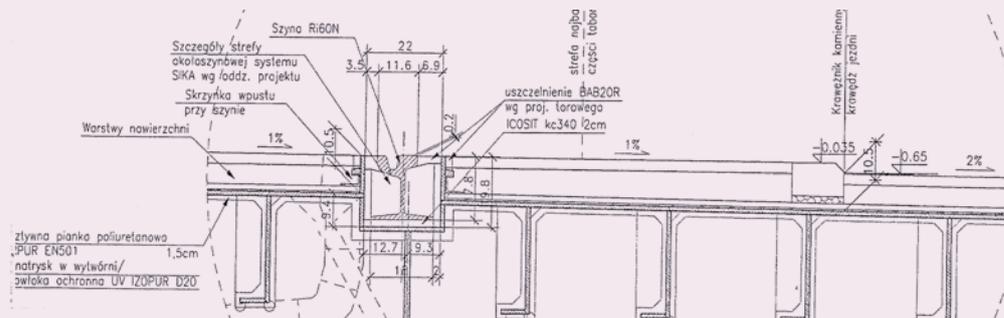


Figure 3 : détail d'une zone particulière au droit des rails – Source : Colas

Le complexe proposé par Colas et mis en œuvre

La difficulté est la conséquence d'une forte épaisseur que nous ne savons pas apprécier par rapport à l'expérience en France basée sur des complexes dont l'épaisseur maximale testée est 7,3 cm. Du point de vue sollicitations, plus on a une forte épaisseur plus il y a un effort de traction important en niveau supérieur au droit d'un raidisseur, mais, en contre partie, l'épaisseur permet de mieux répartir les charges apportées par les roues.

Cette forte épaisseur n'est pas habituelle, car sur un pont en acier on cherche, afin de minimiser le poids mort, à avoir des couches les plus réduites possibles.

Colas a fait réaliser des essais de flexion inverse sur un complexe qui a donné satisfaction (rapport et tableau de synthèse des résultats disponibles) et il a finalement été proposé et mis en œuvre un complexe tel que décrit sur le schéma de la figure 4.

Compte tenu de la nature du trafic sur la chaussée : équivalent à un T2, il semblait possible d'envisager 2 couches de Betoflex.

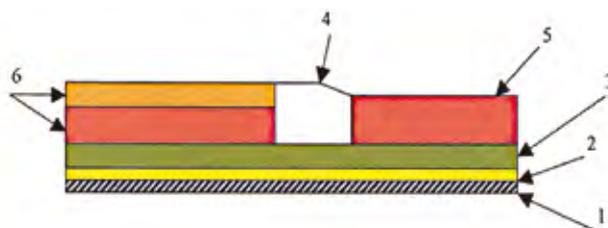
Au droit de la voie bus/tramway, on met sur la couche de Saflex la bordure de trottoir collée au revêtement.

Entre les rails, pour des raisons de faisabilité d'exécution, la couche de Saflex a été remplacée par une couche en asphalte gravillonné (voir la photo 3).

Évaluation du complexe par le modèle aux éléments finis César-3D du Lcpc

S'agissant d'un complexe totalement nouveau et comme il paraît difficile d'envisager des essais sur le bâti d'essai LCPC ou similaire compte tenu de son encombrement en épaisseur, une évaluation a été faite par simulation en partant des données de l'essai. Il existe, en effet, des outils qui permettent d'évaluer des solutions de ce genre.

L'essai de flexion ne pouvant pas tester de complexes enrobés/étanchéité d'épaisseur supérieure à 60 mm, Colas a décidé de faire appel aux méthodes de modélisation numérique aux éléments finis.



- 1 - Tôle en acier de la structure recevant un sablage à Sa2 à 2,5⁽³⁾.
- 2 - Couche de résine époxy Sika gravillonnée en surface.
- 3 - Une couche de Saflex (micro béton bitumineux à bitume modifié par des polymères) sur 2,5 cm⁽³⁾.
- 4 - Bordure de séparation entre la chaussée et la partie centrale de l'ouvrage qui comporte les voies de tramway et la voie de bus en site propre.
- 5 - Une couche de Betoflex⁽⁴⁾ 6/14 au liant Colflex S (bitume modifié par des polymères) sur 6 cm.
- 6 - Deux couches de Betoflex 6/14 au liant Colflex S sur 5 et 4,5 cm.

Figure 4 : complexe mis en œuvre – Source : Colas

(3) Voir avis technique SAFLEX : FATET 06.01

(4) Enrobé, à base de liant Colflex S, de type BBME conforme à la norme NF P 98.141

La méthode consiste à modéliser l'essai pour comparer la tenue en fatigue de l'enrobé bitumineux Bétoflex mis en œuvre d'abord en 60 mm (figure 5), tel que pratiqué dans l'essai, et ensuite en 120 mm d'épaisseur. L'objectif étant de vérifier si la déformation de traction par flexion maximale dans la couche de Bétoflex de 120 mm est inférieure à celle de 60 mm.

Les conditions d'appui sont celles de l'essai de flexion inverse : un raidisseur soudé sous la tôle de platelage au milieu et deux appuis simples aux extrémités.

Les essais se déroulent sous une fréquence de chargement à 4 Hz et à deux températures jugées critiques : - 10 et +10°C. À ces conditions, les caractéristiques mécaniques des matériaux sont les suivantes (tableau 1).

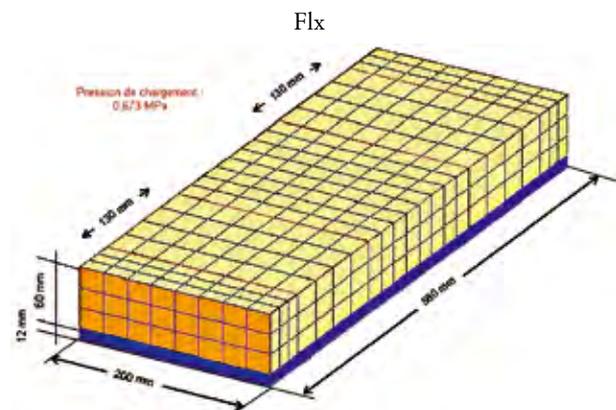


Figure 5 – Source : Colas

Température	Module Bétoflex (MPa)	Coeff. de Poisson Bétoflex	Module acier (MPa)	Coeff. de Poisson acier
-10 °C	24 200	0,25	210 000	0,16
+10 °C	11 600	0,35	210 000	0,16

Tableau 1

La figure 6 montre un exemple de résultats de traction et de compression dans le Bétoflex de 60 mm d'épaisseur à -10 °C.

Les résultats de la modélisation sont récapitulés dans le tableau 2.

Les déformations de traction par flexion sont nettement inférieures pour l'épaisseur de Bétoflex de 120 mm par rapport à celle de 60 mm. Par conséquent, la durée de service de la couche de roulement en 120 mm de Bétoflex sera nettement supérieure à celle en 60 mm.

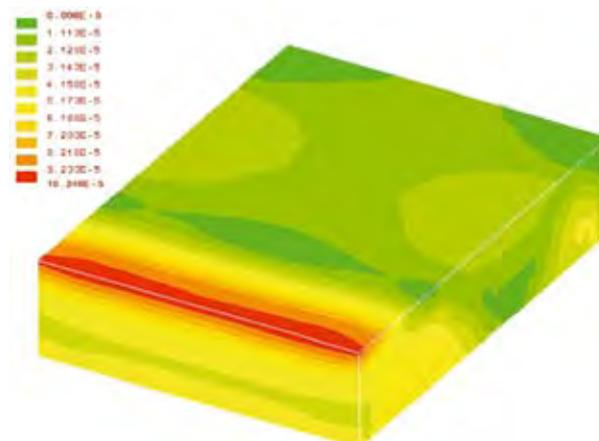


Figure 6 – Source : Colas

Température	Déformabilité relative de traction par flexion maxi dans l'enrobé (10 ⁻⁶)	
	Épaisseur Bétoflex de 0,06 m	Épaisseur Bétoflex de 0,12 m
-10 °C	103	31
+10 °C	185	56

Tableau 2

La mise en œuvre



Photo 2 : vue du chantier avec, en premier plan, la partie acier ayant reçu la couche de résine époxydique gravillonnée (par projection au pistolet) et, au second plan, la partie béton avec son étanchéité par feuille bitumineuse préfabriquée posée par soudage en plein au chalumeau – Source : Colas



Photo 3 : mise en œuvre de la couche de Safflex par finisseur (à noter le chantier d'application de l'asphalte, amené par pétrin chauffant, entre les rails dans la partie centrale) – Source : Colas



Photo 4 : mise en œuvre du Bétoflex par finisseur. On distingue les différentes parties du profil en travers ; en partant de la droite : la chaussée circulée, ensuite la voie de bus en site propre en partie sur la voie de tramway et la partie centrale – Source : Colas

Conclusions

La mise au point de ce projet de complexe étanchéité/couche de roulement était particulièrement délicate compte tenu du profil en travers conduisant à des épaisseurs particulièrement élevées inhabituelles pour ce genre de support.

La solution proposée et finalement mise en œuvre tient compte des connaissances sur ce sujet, des solutions dont Colas pouvait envisager l'emploi pour ce chantier à l'étranger et des habitudes du maître d'ouvrage qui ne souhaitait pas s'éloigner de ce qu'il avait l'habitude de faire même s'il pensait qu'elles n'étaient pas toujours bien adaptées au trafic supporté.

La collaboration entre le Sétra et l'entreprise Colas a permis de justifier ce choix et de faire connaître notre expérience en matière de complexes étanchéité et de couches de roulement sur support en acier. Il convient de bien noter qu'il s'agit d'un cas particulier et que toute extrapolation à un autre contexte mériterait une analyse approfondie.

La mise au point de ce projet est un bon exemple de cette collaboration qui vise à une valorisation de la compétence des entreprises françaises et de notre expérience ■

Suppression de la Commission Interministérielle de la Précontrainte (CIP)

La Commission Interministérielle de la Précontrainte (CIP) a été dissoute le 30 juin 2006 par le décret n° 2006-662 du 7 juin 2006 relatif à la réorganisation, au retrait de magistrats et à la suppression de diverses commissions administratives. La mission Vérification du Contrôle en Usine (VCU) exercée par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) pour le compte de la CIP est supprimée.

Pour les armatures de précontrainte, ce décret précise que l'homologation des armatures BP est remplacée par une certification ASQPE (Association pour la Qualification de la Précontrainte et des Équipements des ouvrages). La suppression de la CIP supprime de facto les autorisations de fourniture et d'emploi. Toutes les armatures doivent être certifiées ASQPE.

Pour les procédés de précontrainte, les dispositions en vigueur sont indiquées dans l'avis du Ministère des Transports du Tourisme et de la Mer paru au JO du 21 septembre 2005 relatif à l'application du décret n° 92-647 du 8 juillet 1992, modifié par les décrets n° 95-1051 du 20 septembre 1995 et n° 2003-947 du 3 octobre 2003, concernant l'aptitude à l'usage des produits de construction et de l'arrêté du 29 janvier 2004 appliquant ce décret aux kits pour la mise sous tension de structures précontraintes (directive du Conseil des Communautés européennes 89/106/CEE du 21 décembre 1988) : « Il doit être rappelé aux fabricants et importateurs que les kits pour la mise sous tension des structures précontraintes doivent respecter, depuis le 28 février 2005, les dispositions du décret du 8 juillet 1992 modifié. Toutefois, tous les produits déjà mis sur le marché avant le 28 février 2005 pourront être commercialisés jusqu'au 31 décembre 2009. Au-delà de cette date limite, les responsables de la commercialisation s'exposent aux sanctions prévues par l'article 15 du décret déjà cité »

Cette dernière disposition permettait d'accepter les procédés mis sur le marché avant le 28 février 2005 et bénéficiant d'un agrément délivré avant cette date, sous réserve du résultat satisfaisant de la mission de surveillance (VCU) organisée par le LCPC pour la

CIP. La suppression de la CIP remet en cause cette disposition transitoire.

La mission de surveillance (VCU) de la CIP comportait également le contrôle des dispositions de mise en œuvre ; ce contrôle disparaît avec la suppression de la CIP. Le futur fascicule 65A lui substitue l'obligation de respecter des référentiels européens. Il stipule en effet que la mise en œuvre de la précontrainte doit être assurée par une entreprise spécialisée répondant aux exigences définies dans le CEN Workshop agreement n° 14646 de janvier 2003 et respectant les recommandations relatives aux opérations sur site définies dans l'European Technical Approval Guideline l'ETAG 013 (en particulier son chapitre D1.4). Il demande également que l'entreprise bénéficie d'une certification émanant d'un organisme accrédité (l'ASQPE proposera une telle certification d'ici la fin de l'année).

La circulaire 99-54 du 20 août 1999 instituait un avis technique coulis délivré par la CIP. La suppression de la CIP fait disparaître cette homologation ; sa durée de validité étant de un an, le seul coulis homologué en France reste encore homologué quelques mois. L'avis technique « coulis » de la CIP est remplacé dans le futur fascicule 65A par les dispositions suivantes. Les coulis d'injection doivent :

- soit être élément constitutif du kit de précontrainte bénéficiant du marquage CE ;
- soit bénéficier d'un marquage CE spécifique délivré sur la base d'un Agrément Technique Européen (ATE) spécifique.

De plus, dans les deux cas, les coulis doivent respecter les spécifications relatives aux coulis spéciaux définis dans l'ETAG 013 : le respect de ces spécifications est obligatoire même pour les coulis dits courants au sens de l'ETAG 013.

Par ailleurs l'ASQPE mettra en place d'ici la fin de l'année un marquage CE des coulis bénéficiaires d'un ATE.

Thierry Kretz

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Maintenance et entretien des ouvrages métalliques et mixtes	13 au 15 novembre 2006
Cycle « Formuler les bétons » module 1 : bases et pratique de la formulation des bétons	13 et 14 novembre 2006
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton 2 ^{ème} partie : diagnostic, réparation et renforcement des ouvrages	21 au 23 novembre 2006
L'application de la nouvelle norme béton NF EN 206-1 et de son annexe nationale	28 et 29 novembre 2006
Ponts en maçonnerie 2 ^{ème} partie : réparer et adapter	5 et 6 décembre 2006
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 6 : chargés d'études	12 au 14 décembre 2006

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : tél : 01 44 58 27 28 ou site : <http://pfe.enpc.fr>
 Renseignements concernant les cycles internationaux : tél : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

Publications

• Surveillance et entretien des ouvrages d'art

2^{ème} partie – Fascicule 4 – Topométrie

Instruction technique

Référence : 0642w – octobre 2006 – 84 pages

Ce document constitue l'un des 21 fascicules qui composent la deuxième partie de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art du 19 octobre 1979 révisée. Destiné par nature aux services de l'État, son champ d'application s'étend à l'utilisation de la topométrie dans l'ensemble des actions de gestion des ouvrages d'art (surveillance, entretien, auscultation, diagnostic).

Ce document ne constitue pas un guide complet d'entretien, ou une aide à rétablissement de diagnostics liés aux pathologies, mais il doit permettre au gestionnaire de juger de l'opportunité de recourir à la topométrie dans le cadre de ses missions de surveillance.

Il a donc pour objet d'indiquer les conditions d'utilisation de la topométrie, ainsi que quelques unes de ses possibilités et de ses limites.

Les prescriptions de ce document pourront être utiles à tous les autres gestionnaires, notamment à ceux qui ont en charge des patrimoines départementaux ou communaux.

• Avis techniques ouvrages d'art

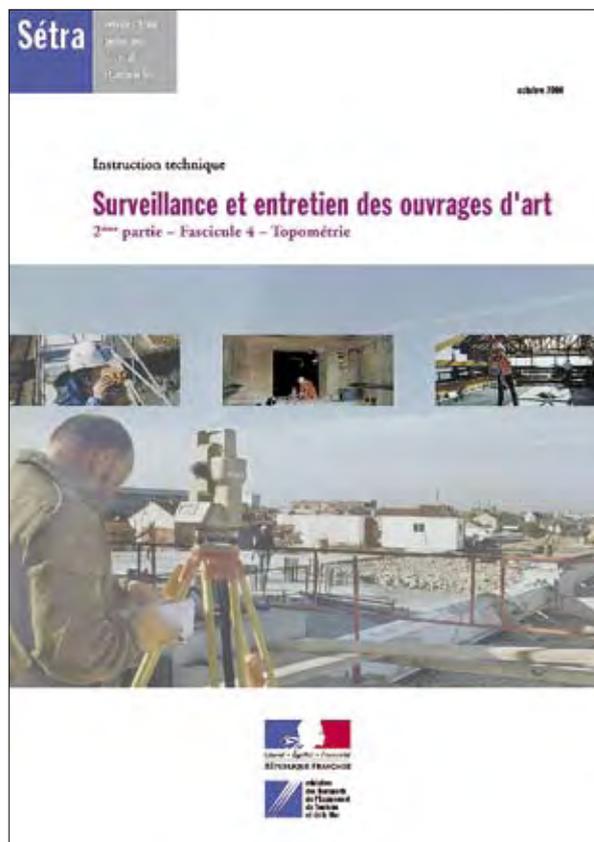
Les avis techniques fournissent un avis officiel sur le comportement prévisible des produits, procédés et matériels pour éclairer les maîtres d'ouvrages et les maîtres d'œuvre dans leurs décisions.

Ces avis techniques ont été préparés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le Sétra, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

Le secrétariat et la présidence de cette commission sont respectivement assurés par le Sétra et la profession.

L'élaboration d'un avis technique est soumise aux étapes suivantes :

- dépôt de la demande ;
- enquête préalable (s'il s'agit d'une première demande jugée recevable) ;
- examen du dossier technique et établissement du programme d'essais ;
- établissement d'un avis technique.



Ce guide est disponible en téléchargement sur les sites internet et intranet du Sétra :

- internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- P (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>

Avis technique - Joints de chaussée de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
GTS 160-300	RCA	04-2006	04-2008	F AT JO 06-01
EJ 85	ETIC	06-2006	06-2011	F AT JO 06-02
EJ 160	ETIC	06-2006	06-2011	F AT JO 06-03
BETA B30/50	BTPS	09-2006	09-2011	F AT JO 06-04

Avis techniques - Étanchéité de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
SAFLEX OA	Colas SA	03-2006	03-2011	F AT ET 06-01
Sopralène Flam				
Antirock ASP SR/Élastocol	Soprema	06-2006	06-2011	F AT ET 06-02
IR 3360-400	Interdesco	06-2006	06-2011	F AT ET 06-03
CONIBRIDGE	BASF CC FRANCE SAS	09-2006	09-2010	F AT ET 06-04

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 3,05 euros

• **Ouvrages édités par le Lcpc**

Présentation des techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie

Méthodes d'essai des Ipc n° 62

Ref. ME62 – décembre 2005 – Prix de vente : 35 euros

L'objet de ce document est de faire le point sur les techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie. Il est structuré en quatre parties :

- Partie 1 : Généralités
- Partie 2 : Observations et mesures in situ
- Partie 3 : Méthodes d'essai de laboratoire
- Partie 4 : Retour d'expériences sur d'autres méthodes

La première partie rappelle quelques généralités sur l'évolution du matériau béton sous l'effet de la température et donne des notions sur la démarche à mettre en œuvre pour réaliser un diagnostic fiable et pertinent. La seconde partie concerne les observations et les mesures que l'on peut effectuer in situ. La troisième partie rassemble les méthodes de mesure et d'essais de laboratoire disponibles dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées et pour lesquelles il existe une longue expérience. La dernière partie présente certaines méthodes de mesure et d'essai en cours de développement, mais qui paraissent prometteuses.

Contrôle de l'intégrité des éléments de fondations profondes de structures de génie civil et de bâtiment. Pieux forés, barrettes et parois moulées

Méthodes d'auscultation

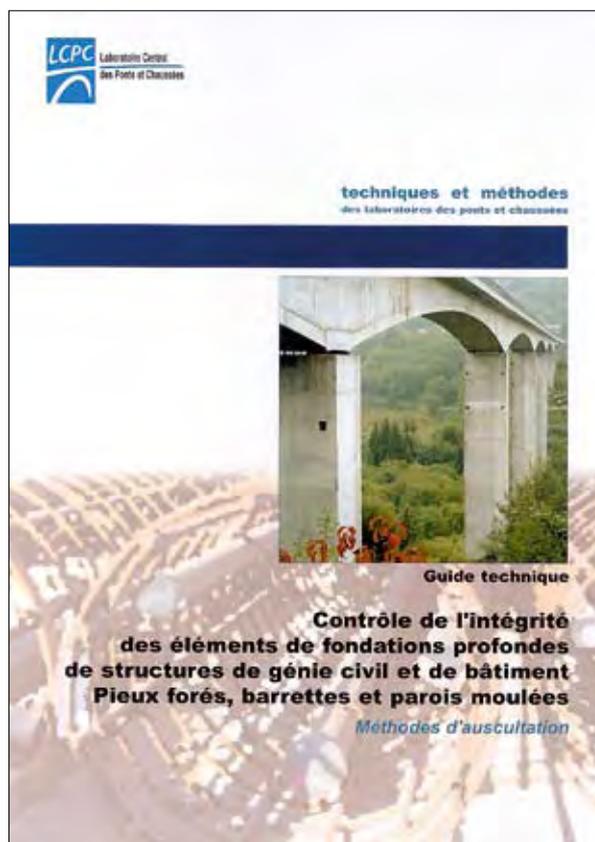
Guide technique

Ref. INTELAUS – avril 2006 – Prix de vente : 30 euros

Ce document, conçu initialement comme un guide destiné aux maîtres d'œuvre, s'adresse également aux maîtres d'ouvrage, aux entreprises et d'une manière générale à tous les acteurs participant à la réalisation de fondations profondes, soucieux du contrôle de leur bonne exécution.

Il rappelle tout d'abord les règles de l'art qui s'appliquent en la matière et les précautions à prendre lors de la réalisation des fondations profondes pour en permettre le contrôle. Ce guide comporte ensuite une synthèse exhaustive de toutes les méthodes d'auscultation couramment pratiquées. Il permet également de choisir la méthode la plus adaptée aux types de sols et de fondations rencontrés et donne des conseils précis pour l'interprétation des résultats du contrôle. Afin de rendre le contenu du guide plus accessible, une attention particulière a été portée à la présentation de nombreux exemples graphiques de défauts et de singularités.

Cet ouvrage sera ainsi d'une très grande utilité aux concepteurs, aux constructeurs et aux organismes de contrôle ayant en charge des auscultations.



Le contrôle des travaux de joints de chaussée et de trottoirs sur ouvrages neufs et en réparation

Guide technique

Ref. JOINCH – juin 2006 – Prix de vente : 35 euros

Ce guide technique s'adresse aux personnes chargées du contrôle extérieur et apporte un complément au guide « Joints de chaussée des ponts routes » et à la fiche MEMOAR 11-1 « Mise en œuvre des joints de chaussée » du Sétra.

Le guide n'aborde pas le choix du type de joint à réaliser. Il vise à préciser la démarche d'assurance qualité à mettre en place pour assurer le suivi des travaux des joints de chaussée. Il traite les chapitres suivants :

- Introduction.
- 1 - La mise en œuvre sur ouvrages neufs.
- 2 - Le contrôle de pose sur ouvrages neufs.
- 3 - Les travaux de réparation et de remplacement.

Les annexes 4 à 6 constituent les plans de contrôle des travaux et abordent les parties suivantes :

- avant le démarrage des travaux,
- les travaux préparatoires,
- pendant les travaux,
- réception des travaux.

L'annexe 7 est une méthodologie de reconnaissance de joints sur ouvrages existants.



Coordonnées des rédacteurs

Pierre Barras
CETE du Sud Ouest/DOA
Tél : 05 56 70 64 93

Julian Bilal
Colas LCR
Tél : 01 39 30 93 01

Michel Boileau
DDE 31/SGT/BEOA
Tél : 05 61 58 62 27

Sébastien Bouteille
CETE de Lyon/DIT/DOA
Tél : 04 74 27 53 95

Etienne Le Bouteiller
Colas DGI Est
Tél : 01 47 61 75 00

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

Thierry Kretz
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 58

Jacques Resplendino
CETE de Lyon/DIT/DOA
Tél : 04 74 27 53 81

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère des Transports, de l'Équipement, du Tourisme et de la Mer.

Vous y trouverez :

- les dernières parutions,
- les ouvrages disponibles, avec résumé, référence, prix de vente...,
- les modalités de commande.

Retrouver également en téléchargement (au format PDF) les numéros précédents du Bulletin Ouvrages d'art.

sur internet : <http://catalogue.setra.equipement.gouv.fr>

sur i2 : <http://catalogue.setra.i2>

46 avenue
Aristide Briand
BP 100
92225 Bagneux Cedex
France
téléphone :
33 (0)1 46 11 31 31
télécopie :
33 (0)1 46 11 31 69
internet : [www.setra.
equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr)

Ce bulletin est un périodique d'information à l'intention des spécialistes d'ouvrages d'art. Il est destiné à décrire la construction d'ouvrages marquants et à faire connaître des techniques particulières ou innovantes.

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- sur I² (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0649**

*Couverture - crédit photos : CETE de Lyon ; Colas ; SGT/DDE 31
Conception graphique - mise en page : Éric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2006 Sétra - Dépôt légal : 4^{ème} trimestre 2006 - ISSN : 1266-166X*



Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabélisé PEFC.
CTBA/06-00743

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement

