

# OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

Bulletin de liaison diffusé par  
le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art  
du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

**SETRA**

N° 22  
Novembre 1995

# La construction du pont de la ROCHE BERNARD

## INTRODUCTION

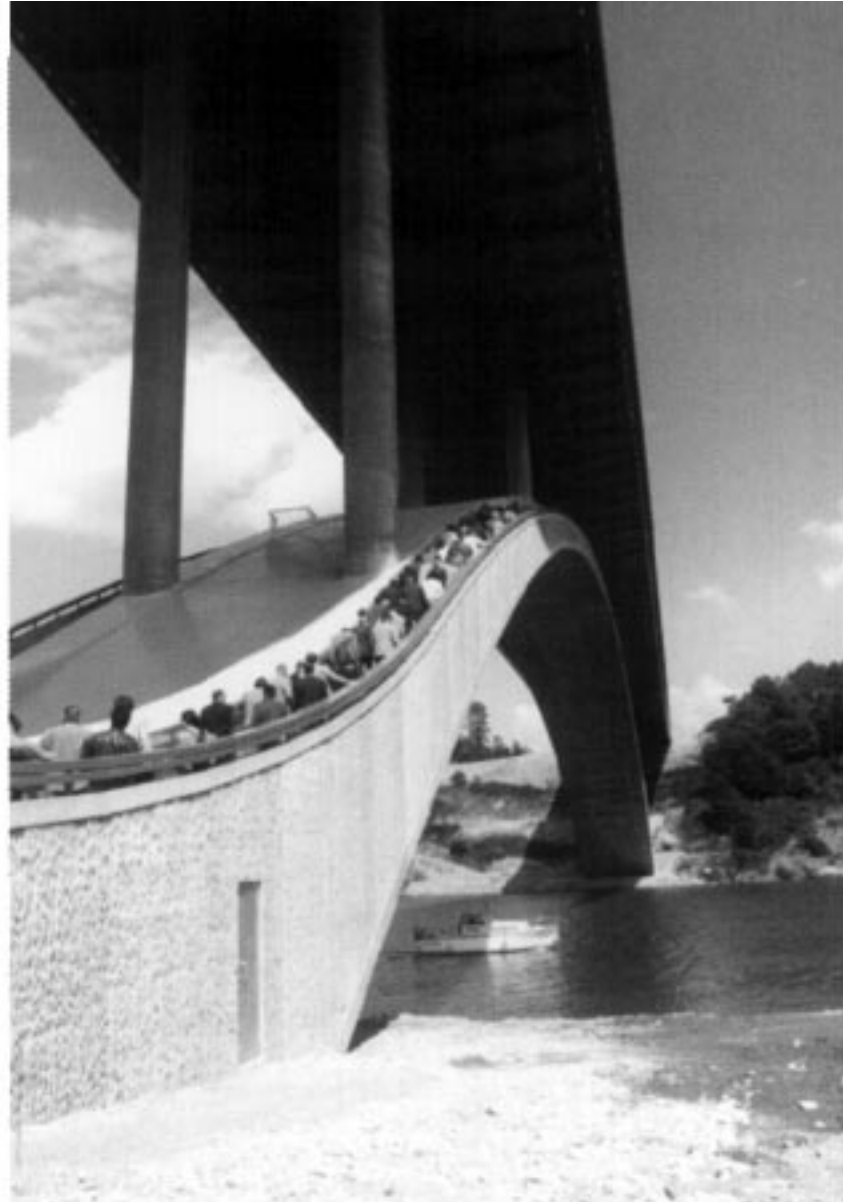
Le projet de déviation de la Route Nationale 165 au droit de l'agglomération de La Roche Bernard, s'inscrit dans le cadre de l'amélioration des communications entre Nantes et Brest. La traversée de La Roche Bernard constitue le dernier point noir de cet itinéraire. La Route Nationale 165, qui fait partie du plan routier breton, possède en effet des caractéristiques de voie rapide sur l'ensemble de son tracé, sauf au niveau de la ville de La Roche Bernard, où elle traverse La Vilaine sur un pont suspendu portant deux voies de circulation.

La conduite de projet de cette déviation a été menée par la Direction Départementale de l'Équipement du Morbihan, qui a demandé au SETRA d'étudier des solutions de franchissement de La Vilaine. Pour cette étude, le SETRA a constitué, sous la direction de M. Virlogeux, une équipe associant le CETE de l'Ouest, le bureau d'études SECOA et l'architecte Charles Lavigne.

## LA MISE AU POINT DU MARCHÉ

L'appel d'offres a été lancé en avril 1992 en autorisant des variantes, principalement sur le mode de construction de l'arc. L'offre du groupement d'entreprises Campenon Bernard et Baudin Châteauneuf a été retenue par le Maître d'Œuvre. La proposition de ce groupement était conforme à la solution de base et la méthode de construction choisie était celle déjà utilisée pour le pont sur La Rance par l'entreprise Campenon Bernard. Quelques adaptations techniques mineures ont toutefois donné lieu à discussion pendant la période de mise au point du marché.

Compte tenu de son expérience sur le pont sur la Rance, l'entreprise Campenon Bernard a proposé de remplacer le cintre utilisé avant haubannage pour la construction des premiers



voussoirs de l'arc par une petite palée composée de tubes métalliques battus. Cette proposition, qui a été adoptée, avait pour objectif d'éviter la fissuration de l'arc à son encastrement, due aux tassements du cintre sous le poids des voussoirs. Une précontrainte provisoire doit être mise en place tant que l'arc n'a pas atteint la palée. Le supplément de coût est toutefois faible et largement compensé par l'économie du cintre.

La solution de base prévoyait un batardeau rectangulaire pour la construction de chacun des massifs d'appui de l'arc. La stabilité était assurée grâce à un double rideau de palplanches battues à travers une plate-forme remblayée dans le lit de la Vilaine et maintenues en tête par un lit de liernes et de tirants. L'entreprise, sur la

Vue générale de l'ouvrage terminé

### Intervenants

Maîtrise d'Œuvre

D.D.E. du Morbihan

Conception du projet

SETRA (M. Virlogeux),

CETE (D. Cornet),

SECOA (J. Mahéval)

Architecte

Charles Lavigne

prises

Campanon Bernard et

Baudin Châteauneuf

Bureau d'études

d'exécution

Campenon Bernard, EEG

Rennes et Baudin Cha-

teaneuf

Contrôle des études

d'exécution

SETRA, CETE de l'Ouest,

SECOA





Le batardeau de la rive droite et les palées V3 et V5

base d'expériences précédentes, a proposé une solution plus économique de batardeau auto-

## LA RÉALISATION

### Les massifs d'appui de l'arc

■ **Les sols.** Une fois les batardeaux réalisés selon la variante proposée par l'entreprise, les terrassements ont pu commencer. La nature rocheuse du sol a nécessité, comme pour la construction des batardeaux, de recourir à un préminage ainsi qu'à des brise-roches. Si la mise en œuvre de ces moyens étaient parfaitement prévisibles, la réception des fonds de fouille a, par contre, conduit à s'interroger sur la qualité du substratum rocheux.

En rive droite, côté Vannes, le rocher présentait un état de fracturation assez important mais très homogène. D'après les reconnaissances géotechniques, cet état de fracturation était prévisible. Il n'y aurait donc rien eu d'inquiétant si les essais de remplissage à l'eau, préalables à l'injection des clous passifs, s'étaient déroulés normalement. En effet, lors de ces essais, il n'a pas été possible de remplir plusieurs des forages. Cela signifiait donc que le rocher était sans doute plus fracturé qu'on pouvait l'imaginer. Il y avait alors un risque de tassement du sol lors de la mise en charge de l'arc. Afin de déterminer l'importance de ce risque, une reconnaissance par tomographie de la zone située à l'arrière du massif d'appui a été décidée. Les moyens de reconnaissance n'étant pas immédiatement disponibles, la mise en œuvre du clouage passif a été poursuivie sans attendre les résultats de la tomographie. Toutefois, le coulis de scellement a été légèrement

stable en forme d'oméga, dont la tenue est assurée par une cerce en béton armé disposée en tête du rideau.

Elle a également demandé la réduction du module des palplanches, en proposant un préminage du rocher, qui devait faciliter leur pénétration. Des palplanches de type Larsen IV ont toutefois été imposées par la Maîtrise d'Œuvre, pour assurer une sécurité minimale en cas d'inefficacité locale du préminage.

Concernant le tablier, la seule modification apportée a été le mode de fixation des augets de fond de caisson sur les diaphragmes : la découpe a été élargie et les augets ont été maintenus par des cornières soudées sur l'âme du diaphragme.

En conclusion, après ces adaptations mineures, le marché a été signé avec le groupement d'entreprise Campenon Bernard et Baudin Chateaufort au mois d'octobre 1992.

mis en pression afin de commencer un traitement du rocher. La campagne tomographique, faite après ce premier traitement, a confirmé nos inquiétudes. Elle a également montré que le coulis injecté pour le scellement des clous avait notablement amélioré l'homogénéité du rocher. Nous avons alors décidé d'effectuer une nouvelle campagne d'injection pour traiter les zones restantes. Pour ce qui concerne la rive gauche, côté Nantes, le problème était plus délicat. En effet, le fond de fouille apparaissait beaucoup plus hétérogène qu'en rive droite. Globalement deux zones étaient clairement identifiables. D'une part, un bloc de granit bleu parfaitement sain occupant sensiblement les trois quarts du massif d'appui et, d'autre part, un rocher beaucoup plus altéré qu'en rive droite. La délimitation entre ces deux zones était très nette, l'arête du bloc compact traversant la face arrière du massif sensiblement à 30°. Outre un risque de tassements analogue à celui de la rive droite, la configuration rencontrée pouvait conduire à un tassement différentiel entre les deux zones rocheuses. Ce tassement différentiel se traduirait alors par une rotation du massif d'appui de l'arc et donc par des efforts parasites dans la structure. Par ailleurs, on pouvait également craindre que le granit sain ne soit en fait qu'un bloc isolé dont on ne connaissait pas l'épaisseur.

Une reconnaissance complémentaire a donc été engagée. Contrairement à la rive droite, cette reconnaissance a été faite à l'aide de sondages carottés avec enregistrement des para-

#### Principales quantités

##### ● Arc et massifs d'appui

###### Massifs d'appui

▲ Béton B 30 1915 m<sup>3</sup>

▲ Aciers passifs 156 t

###### Arc

▲ Béton B 45 2863 m<sup>3</sup>

▲ Aciers passifs 427 t

##### ● Appuis

###### Culées

Béton B 30 350 m<sup>3</sup>

Aciers passifs 36 t

###### Pilés à terre

Béton B 30 des semelles 285 m<sup>3</sup>

Béton B 45 359 m<sup>3</sup>

Aciers passifs 53 t

###### Pilotes sur l'arc

Béton B 45 253 m<sup>3</sup>

Aciers passifs 21 t

##### ● Caisson mixte

Acier de charpente 1560 t

Béton B 35 1900 m<sup>3</sup>

Aciers passifs 338 t

Précontrainte transversale 23 t

mètres de forage. Dans le même temps, un calcul destiné à apprécier les effets d'une rotation différentielle du massif a été effectué. Ce calcul a montré qu'un tassement de 1 cm de l'angle supérieur du massif provoquait une traction supplémentaire de 8 MPa dans l'arc. Or les spécialistes de mécanique des roches avaient indiqué que, si tassement il y avait, celui-ci pourrait être d'environ 3 à 5 mm. Il était donc clair que les effets de ces tassements n'auraient pas été admissibles.

Fort heureusement, la campagne de forages a montré que le rocher avait des caractéristiques meilleures que ne pouvait le laisser supposer l'état du fond de fouille. De plus, pour améliorer le contact entre le massif d'appui et le rocher et mieux reprendre les effets du vent transversal en construction, il a été décidé d'ajouter quatre clous actifs constitués par des unités 12 T 15. Lors de la mise en œuvre de ces clous actifs, la structure était isostatique. Les effets d'un tassement différentiel n'avaient donc aucune incidence. Par contre, un suivi topographique du massif permettait d'apprécier les tassements dont la plus grande partie aurait alors eu lieu. Les mesures faites n'ont pas montré de problèmes notables.

■ **Le bétonnage des massifs d'appui.** Les massifs d'appui de l'arc ont une taille importante. Leur volume est en effet de 1204 m<sup>3</sup> en rive droite et de 711 m<sup>3</sup> en rive gauche. Compte tenu de l'inclinaison de la poussée de l'arc, environ 30°, et afin d'éviter les sujétions résultant d'un phasage de bétonnage, ces massifs ont été bétonnés en une seule phase. Cette solution permet, en outre, d'avoir une structure plus monolithique. Mais il faut alors mettre en place en une seule fois un volume important de béton, ce qui présente au moins deux difficultés.

Tout d'abord, il est nécessaire que les moyens de mise en place du béton soient adaptés à l'importance de la pièce à bétonner. Dans notre cas, les deux centrales de bétons prêts à l'emploi, la centrale principale et la centrale de secours, ont assuré la production de béton. En cas de panne de l'une des deux centrales, des dispositions avaient été prises afin de pouvoir assurer un arrêt de bétonnage dans des conditions satisfaisantes. De plus, les cadences de bétonnage possibles conduisaient à une opération qui a duré près de 36 heures. Le bétonnage de ces massifs a donc nécessité le travail de plusieurs équipes de compagnons, avec les sujétions que cela sous entend.

Enfin, on pouvait craindre que la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation ne conduise à des gradients de températures impor-

tants pouvant induire une fissuration du massif. La formulation du béton a été déterminée afin de limiter ces effets thermiques avec, en particulier, le choix d'un ciment CLK. Le LCPC a effectué une simulation par logiciel informatique, dont les résultats ont montré qu'il n'y avait pas lieu de prévoir de dispositions particulières pour limiter la montée en température. Des sondes de températures ont été placées à l'intérieur du massif. Elles ont confirmé les résultats de l'étude du LCPC. Au cœur du massif, la température a atteint environ 70°C.

### Les palées provisoires

■ **Les palées provisoires sous V3 et V5.** Lors de la passation du marché ces palées étaient prévues fondées sur des pieux tubulaires remplis de béton armé. Craignant que l'irrégularité du toit du rocher et son pendage ne conduisent à des déformations des tubes au battage, l'entreprise a proposé de fonder ces palées sur des pieux HP.

La palée sous V3 a ainsi été fondée sur six pieux HP répartis en deux groupes ancrés dans deux semelles triangulaires reliées par une entretoise. Au centre de chaque semelle, un poteau de section carrée supporte un vérin de 500 t permettant le réglage de l'arc.

La palée sous V5 est fondée sur deux files de huit pieux HP. Ils sont ancrés dans une semelle surmontée de deux poteaux, chacun supportant l'arc par l'intermédiaire de trois vérins de 500 t. A l'origine la largeur de semelle était fixée, mais ses dimensions ont dû être adaptées pour tenir compte des imperfections d'implantation des pieux à l'issue du battage. La prise en

Vérinage de l'arc sur les palées V3 et V5



compte de ces imperfections avait d'ailleurs fait l'objet de remarques dès la présentation du projet par l'entreprise. Les pieux étaient en effet jugés trop près des parements pour assurer un bon enrobage, compte tenu des imperfections d'implantation prévisibles. De fait, l'écart maximal d'implantation d'un pieu par rapport à sa position théorique a été de 217 mm dans le sens transversal amont aval et de 68 mm dans le sens longitudinal de l'arc, écarts obtenus pour la palée sous V5 rive gauche où le rocher était tourmenté. Pour cette palée, le groupe de pieux situé à l'amont de l'ouvrage était incliné vers l'aval alors que celui amont était incliné vers l'amont.

Les remarques des contrôleurs, qui auraient préféré un ancrage des pieux par platine, visant à obtenir un bon enrobage, étaient guidées par le fait que, à cette date, la longueur d'ancrage ne faisait l'objet d'aucune justification particulière. L'application des théories d'ancrage par adhérence des aciers de béton armé montre que si on ne respecte pas un enrobage minimal, supérieur au diamètre d'encombrement des aciers, la longueur d'ancrage augmente fortement. Elle pouvait même dépasser la hauteur des semelles dans le cas des pieux d'angle. L'entreprise prévoyait une frette hélicoïdale autour de chaque pieu pour assurer son ancrage. Celle-ci a été complétée par l'ajout de barres en acier HA 32 traversant les âmes des profilés et assurant partiellement une couture mécanique.

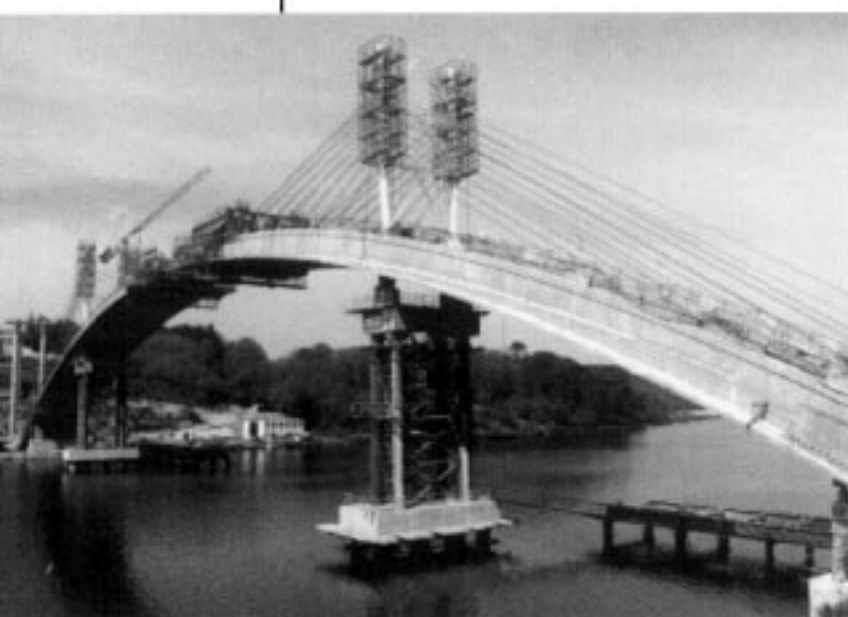
En dehors de ces justifications locales, les pieux ont fait l'objet d'une justification de résistance d'ensemble. Pour cette justification, vérifiant la portance et la résistance des pieux, l'inclinaison de ceux-ci a été prise égale à 1 % dans la direction la plus défavorable et cumulée à une

erreur de positionnement de 5 cm. Dans ces calculs, réalisés à l'aide de programmes à barres, les couches de vase ont été totalement négligées, de même que dans les vérifications au flambement des pieux. Les pieux les plus sollicités supportaient une charge de 245 t à l'ELU. Leur portance a été estimée sur la base de formules de battage (Hollandais, Delmag,...). Elle a ensuite été vérifiée à l'exécution par le relevé des courbes de battage, des mesures du refus élastique et son application à la formule de Crandall.

Pour les palées sous V3, situées dans la plate-forme remblayée, les pieux ont été mis en fiche par Campenon Bernard à l'aide du guide, modifié, ayant servi pour les palplanches des batardeaux. Les pieux PH ont ensuite été battus par EMCC avec un mouton D30-13. Les pieux de la palée sous V5 en rive gauche ont été battus depuis un ponton flottant. En rive droite, l'entreprise a prolongé la plate-forme des remblais, ce qui a également permis de couler le chevêtre sur cette plate-forme. Ce remblai était toutefois à la limite de la stabilité et a dû être déchargé partiellement après qu'un déplacement de 20 mm des têtes de pieux ait été constaté.

■ **Les grandes palées sous V15.** Chacune de ces palées est fondée sur huit pieux de 1016 mm de diamètre remplis de béton armé, ancrés de 2,00 m dans le rocher et de longueurs approximatives 30 m. Les pieux sont coiffés d'une semelle en béton armé. Cette semelle supporte une palée de 14,00 m de hauteur, constituée de quatre tubes de 1020 mm de diamètre remplis de béton armé et contreventée par un treillis métallique en X sur ses quatre faces. En tête de palée, deux chevêtres en béton armé sont disposés parallèlement à l'arc sous l'axe d'appui des pilettes. Ils sont reliés par des traverses. Chaque chevêtre supporte un poteau, ainsi qu'un étau métallique situé côté berge dans l'axe des âmes de l'arc (soit légèrement désaxé par rapport au chevêtre). La tête de chaque poteau est aménagée pour recevoir trois vérins de 500 t devant permettre un relevage éventuel de l'arc en cas de tassement imprévu de la palée. Le contact avec l'intrados de l'arc est assuré par un plot coulé en Combextra de 1,00 x 1,00 m. L'étau métallique supporte un vérin de 500 t, bien que la réaction maximale n'y soit que de 250 t, pour permettre le réglage de l'arc avant de le poser sur les poteaux centraux, coulés lorsque l'équipage mobile de l'arc a dépassé la palée. Les grandes palées ont été dimensionnées pour reprendre les efforts dus à la construction de l'arc (poids propre, vent,...) mais aussi un choc de bateau de petit gabarit

L'arc en construction avec le mât principal et la grande palée sous V15





de 120 t dans le sens perpendiculaire à l'arc et de 24 t dans le sens parallèle. Dans le cas de choc, l'arc est considéré comme un appui élastique et participe à la résistance de l'ensemble.

Les efforts en service conduisent à des efforts dans les pieux de 530 t, proches de leur portance nominale définie par le Laboratoire Régional de Saint Brieuc en se basant sur les sondages réalisés sur les berges. En effet, la campagne de reconnaissance préalable au DCE avait été limitée, en rivière, à des sondages à la tarière arrêtés au toit du rocher, l'emplacement des palées étant alors inconnu. Des carottages ont donc été réalisés à la base des pieux après le battage des tubes et leur curage. Ils ont montré un rocher fracturé. Par ailleurs, si en rive droite la base des pieux après trépanage était à niveau constant avec un écart maximal de 1,00 m, en rive gauche cet écart atteignait 3,00 m entre le pieu le plus haut à l'amont et le plus bas à l'aval et 1,50 m entre deux pieux distants de 3,20 m seulement entre axe. Il a donc été décidé de procéder à l'injection des bases de pieux sur une épaisseur de 3,00 m minimum. Cette injection a été réalisée après coulage des pieux par reforage de leur base à partir de l'un des tubes d'auscultation. Les grandes palées ont été réalisées à l'aide d'un ponton grue et d'un ponton de stockage. Après mise en place d'un gabarit de guidage, les pieux ont été vibrofoncés à travers les vases, battus au mouton D30-13 et nettoyés au trépan émulseur. La semelle a été réalisée en appuyant le coffrage sur les têtes de pieux. Les palées et leurs chevêtres ont été montés à l'aide des grues à tour roulant sur les estacades sur pieux construites en rives droite et gauche. Contrairement aux palées, ces estacades n'ont pas été prévues pour résister au choc de bateau. La densité du trafic étant très faible, les grues étaient ramenées sur la berge dès qu'un bateau susceptible de présenter un danger était annoncé à l'écluse voisine du barrage d'Arzal en aval.

### La construction de l'arc

■ **La cinématique de construction.** L'arc a été construit par la méthode des encorbellements successifs depuis chacune des rives à l'aide de palées et de haubans provisoires. Après la construction des massifs d'appuis, la cinématique de construction a été la suivante :

- *Construction du voussoir V0 à l'aide de coffrages traditionnels.*
- *Mise en place de l'équipage mobile.*

- *Construction des voussoirs V1 à V3 et avancée de l'équipage mobile.*
- *Vérinage de 150t au droit de la palée sous le voussoir V3.*
- *Construction des voussoirs V4 et V5 et avancée de l'équipage mobile.*
- *Vérinage de 280t au droit de la palée sous V5 et dévérinage de la palée sous V3.*
- *Construction des voussoirs V6 à V14.*

Après construction des voussoirs V7 et V 9, mise en œuvre de deux câbles de précontrainte 13C15 placés dans les goussets supérieurs. Une fois le voussoir V7 construit, mise en place du petit mât de haubanage provisoire. Pour chaque voussoir de V7 à V13, mise en tension des haubans provisoires (de puissance 11C15 et 13C15) du petit mât. Certains de ces haubans vont s'ancrer dans le massif d'appui.

Avant bétonnage de V15, vérinage de 140 t sous l'extrémité de V14 en s'appuyant sur l'étau placé sur la palée principale.

- *Construction du voussoir V15 et avancée de l'équipage mobile, transfert de l'appui sur l'étau à l'appui sur les vérins de la palée principale.*
- *Construction des voussoirs V16 à V27.*

Après construction de V17, détention des trois plus courts haubans du mât secondaire, pose de la partie basse du mât principal et mise en tension du premier hauban du mât principal.

Après la construction du voussoir V20, détention des derniers haubans du mât secondaire. Le voussoir V21 construit, dépose du mât secondaire et réutilisation pour la tête du mât principal.

- *Dévérinage de la palée sous V5 après construction de V27 et dépose partielle de l'équipage.*
- *Premier vérinage de clef de 900 t.*
- *Détention de six des dix haubans principaux, les haubans 3, 4, 10, 9, 7 et 6.*
- *Second vérinage de clef de 1000 t et dévérinage de la palée sous V15.*
- *Détention du reste des haubans principaux.*

Après passage des vérins sur écrous de sécurité et dépose du mât de haubanage principal, les pilettes sur l'arc sont construites symétriquement par rapport à la clef en partant des rives. Dans le même temps, les éléments préfabriqués constituant le garde corps des passerelles latérales sont posés en allant des rives vers la clef de l'arc. Les pilettes terminées, le caisson métallique est lancé. Un troisième vérinage de clef de 125 t est alors effectué avant la construction de la dalle. La dalle du tablier mixte achevée, un quatrième vérinage de 50 t, destiné essentiellement à compenser le fluage de

l'ouvrage, est fait. Après réalisation du voussoir de clavage, les vérins et le reste de l'équipage sont déposés. Les superstructures sont alors posées.

### Les piles et les pilettes

■ **Description.** L'ouvrage comporte quatre piles à terre (P1 à P3 côté Ouest, et P6 côté Est), et six pilettes sur arc (PA1 à PA6). Leurs hauteurs sont comprises entre 31,56 m (P3) et 0,76 m (PA4). Elles sont composées de deux fûts écartés entre axes de 6,75 m. Les deux fûts d'une même pile sont reliés en pied par une semelle en tôle de 2,30 m de hauteur, 4 m de largeur, et 11 m de longueur. Le taux de travail sous les semelles n'excède pas 0,5 MPa. Du fait du fort pendage transversal du TN et du substratum, des gradins en gros béton sont prévus sous les semelles : ils permettent de limiter au maximum les terrassements. Le tablier repose sur les fûts des piles et des pilettes par l'intermédiaire d'appuis à pot. Tous les appareils d'appuis assurent un blocage transversal.

■ **Projet du DCE.** Les fûts des piles à terre étaient cylindriques de 1,80 m de diamètre. Les pilettes étaient de forme elliptique. Leur grand diamètre (1,80m), était orienté parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage ; leur petit diamètre était de 1,40m. La stabilité longitudinale du tablier était obtenue en disposant des appuis fixes sur les fûts de la pilette PA4, qui sont les fûts les plus courts. Des appuis fixes étaient également prévus sur les fûts très élancés de la pile P3 pour les tenir en tête et améliorer leur résistance vis à vis du flambement. Compte tenu des débattements longitudinaux des appareils d'appuis et des dimensions des têtes de piles, les opérations ultérieures de vérinage étaient prévues en disposant les vérins de part et d'autre des fûts suivant l'axe transversal de l'ouvrage. Pour ce faire, des niches étaient aménagées sur les fûts circulaires des piles mais il était nécessaire de mettre en place des consoles métalliques amovibles sur les fûts des pilettes, du fait de leur largeur plus réduite.

■ **Appuis réalisés.** Le projet du DCE prévoyait donc deux coffrages différents pour les fûts des piles et des pilettes, et la méthodologie des vérinages ultérieurs n'était pas des plus simples. Par ailleurs les vérifications au flambement ont montré que tous les appuis devaient être assez fortement armés. Pour améliorer ces points, il fut décidé d'adopter un seul coffrage de forme oblongue 2,00 x 1,40 m pour l'ensemble des fûts et d'assurer la stabilité longitudinale du tablier en disposant des appuis

fixes sur toutes les piles hautes, à savoir P2, P3, PA1, PA6 et P6. Le nouveau coffrage permet de disposer les vérins dans le sens longitudinal de l'ouvrage, ce qui sollicitera donc les âmes de la charpente métallique du tablier (et non plus les pièces de pont comme dans la solution du DCE) et l'adjonction de consoles amovibles n'est plus nécessaire. Une engravure de 28 cm de largeur et de 10 cm de profondeur a été ajoutée sur toute la hauteur des grands côtés des ellipses des fûts pour leur conférer une nervosité architecturale. Les fûts des piles et des pilettes ont été réalisés à l'aide d'un coffrage métallique grim pant par levées de 3,50 m de hauteur.

### Etudes de stabilité de forme

L'arc de la Roche Bernard étant largement sollicité à la compression-flexion, nous avons mené, dès les études d'avant projet, des vérifications à la stabilité de forme en phases de service. Concernant la justification des piles et pilettes, cet ouvrage a également fait l'objet d'une étude de stabilité de forme, tant aux ELS (vérification des déplacements longitudinaux), qu'aux ELU (vérification des dimensionnements en coffrages et ferrailages). L'ensemble de ces vérifications sera développé dans un prochain article.

### Le tablier mixte

■ **Description générale du tablier.** Le tablier, d'une longueur de 376 m pour une largeur de 20,80 m, repose, comme nous l'avons déjà indiqué, sur quatre piles à terre et sur six piles implantées sur l'arc en béton armé. De Vannes vers Nantes, les portées du tablier sont de 32 m - 4 x 36 m - 3 x 32 m - 2 x 36 m et 32 m. Il est constitué par un caisson métallique connecté à une dalle en béton de 23 cm d'épaisseur moyenne précontrainte transversalement. Le caisson métallique, de hauteur constante égale à 1,67 m, à une section trapézoïdale de 8,25 m de largeur à la base et de 9,75 m en haut. Il est prolongé extérieurement par des consoles qui supportent la dalle en encorbellement sur une portée de 5,525 m.

Les semelles supérieures du caisson sont de largeur et d'épaisseur variables de 700 x 24 mm en travée et 900 x 72 mm sur appui. Les âmes inclinées ont des épaisseurs variant entre 15 mm et 19 mm. Compte tenu de la largeur du caisson et des portées relativement modestes, on ne peut pas considérer que les contraintes sont uni-

formes sur toute la largeur de la tôle de fond. Les efforts sont plus importants à proximité des âmes que dans le milieu du fond de caisson. C'est pourquoi la tôle de fond est constituée, au droit des âmes sur une largeur de 1105 mm, par des tôles de 20 mm en travée et de 55 mm ou 65 mm sur appui. Ces "semelles" sont reliées entre elles par une tôle de 10 mm en travée et 16 mm sur appui, raidie longitudinalement par des augets de 6 et 8 mm d'épaisseur.

■ **Les diaphragmes.** Transversalement le caisson est contreventé par des diaphragmes espacés de 4,00 m et prolongés à l'extérieur du caisson par des consoles. La hauteur des consoles varie de 1583 mm à leur naissance au droit du caisson à 300 mm à leur extrémité. La semelle supérieure est de section constante 300 x 16 mm, alors que la semelle inférieure, de même épaisseur, a une largeur variant de 500 à 300 mm, du caisson vers l'encorbellement. Les consoles sont reliées entre elles à leur extrémité par un longeron de rive en HEB 300.



Les diaphragmes courants ont une épaisseur de 14 mm et comportent une membrure supérieure de 300 x 16 mm. Les trous d'homme de 3000 x 770 mm étaient à l'origine bordés sur leur périphérie. Pour des facilités d'exécution, l'entreprise a souhaité ne les border que d'un seul côté en prévoyant deux plats horizontaux inférieurs et supérieurs d'un côté et deux plats verticaux encadrant l'orifice sur l'autre face.

Cette proposition a été acceptée après que le CETE ait vérifié, à l'aide d'un modèle aux éléments finis, que les contraintes et les déformations restaient faibles. Cette étude a également montré l'importance du raidisseur vertical. Encastré sur la semelle supérieure et la semelle inférieure, il réduit les déformations du diaphragme dans un facteur dix. Cependant, compte tenu du raidissage important réalisé par les augets en hourdis inférieur, il a été arrêté à leur niveau. Les diaphragmes sur appui ont des épaisseurs de 35 ou 40 mm et comportent une semelle supérieure de 700 x 35 ou 635 x 35 mm et une semelle inférieure de 560 x 40 ou 750 x 30 mm. Le trou d'homme, réduit à 1200 x 600 mm, est bordé uniquement en partie inférieure de chaque côté de l'âme par un plat de 200 x 15 mm.



■ **Le Té de lancement et les dispositifs de véringage.** La largeur du caisson de l'arc a imposé un entraxe de 6,750 m pour les appuis. De ce fait, les montants d'appui sont décalés par rapport aux âmes des caissons de 750 mm. A l'origine, le projet prévoyait un véringage sous l'âme des diaphragmes d'appui en élargissant les têtes de pilettes par des consoles métalliques provisoires. Cette solution, peu satisfaisante, a été revue en cours d'exécution en modifiant la forme des pilettes d'une part et en renforçant les montants d'appui sur pile d'autre part. L'excentrement des appuis et la faible largeur des pilettes excluaient le lancement sous les âmes du caisson et l'imposaient dans l'axe des piles. Le projet a donc prévu deux Té longitudinaux consécutifs dans l'axe des appuis pour reprendre les efforts dus au lancement et raidir les semelles du caisson en service.

■ **Le lancement et la tôle de coffrage.** Le caisson étant très large, sa réalisation en usine s'est effectuée par tronçons d'une longueur maximale de 36,00 m et d'une demi largeur de caisson intégrant les demi-diaphragmes. Expédiés sur le site par convois exceptionnels, les caissons ont été assemblés sur une plate-forme située côté Vannes. Après assemblage des demi-caissons et leur raboutage aux tronçons déjà pré-assemblés, le montage des consoles d'encorbellement était réalisé. Simultanément la tôle de coffrage raidie par les poutrelles en treillis HA était préfabriquée sur le site par panneaux de 9,000 x 3,600 m. A la conception, elle n'avait pas été prévue pour participer à la résistance de la structure métallique et aurait dû être soudée une fois la charpente lancée. Afin d'assurer l'étanchéité du caisson avant le coulage de la dalle et d'éviter des soudures au-dessus de la Vilaine, les tôles ont été soudées

Le tablier métallique en cours de lancement avec son avant-bec

Vue en perspective d'un tronçon de tablier



L'équipage mobile de coulage de la dalle du tablier métallique



avant lancement. Les vérifications complémentaires avaient en effet montré leur aptitude à subir les contraintes du lancement et celles dues à leur participation à la résistance d'ensemble de la structure moyennant un renforcement localisé des soudures.

La mise en place par lançage s'est ainsi faite en trois phases de 104 m, 168 m et 104 m avec un avant bec de 20 m.

■ **Le dispositif anticorrosion.** Le système de peinture extérieur est constitué d'un système agréé classique. Sa seule particularité est d'être bicolore. Le caisson est bleu capri et les consoles bleu turquoise. A l'intérieur, par contre, l'exiguïté du caisson rendait le travail délicat. Il a donc été décidé de ne réaliser qu'une couche de primaire en usine avec retouches sur le chantier avant pose des tôles de coffrage et d'assurer la protection anticorrosion à long terme par un système de déshumidification de l'atmosphère. Le caisson étant fermé par des portes métalliques, ce système se compose à chaque extrémité d'un déshumidificateur et d'un ventilateur qui souffle l'air sec dans quatre augets jusqu'au milieu de l'ouvrage.

■ **Le bétonnage de la dalle.** Le bétonnage de la dalle a été réalisé par pianotage de plots de 12 m de longueur. La cinématique de construction a été étudiée de façon à minimiser les tractions dans la dalle, en coulant les plots sur appuis après ceux situés en travées, et aussi de

façon à charger l'arc symétriquement des naissances vers la clé pour diminuer les moments dans ce dernier. Dans le sens longitudinal, les armatures ont été conservées à 1 % minimum de la section du béton sur toute la longueur afin de réduire la fissuration. Dans le sens transversal, une précontrainte constituée de torons T 15 Super au pas moyen de 0,40 m assure ce rôle antifissuration. Le coulage de la dalle a été effectué à l'aide de deux ateliers décalés comportant chacun six coffrages d'alvéoles entre consoles, le coffrage de la partie centrale étant assuré par la tôle décrite plus haut. Dans une alvéole, le coffrage était constitué de deux plateaux métalliques écartables avec fourrure centrale venant se mettre en butée sur les chants des semelles supérieures des consoles. Les plateaux s'appuyaient sur une charpente se bloquant sur les ailes des semelles inférieures des consoles. Chaque élément comportait un platelage de sécurité permettant les manœuvres. Le changement de position d'un élément se faisait à l'aide d'un Cé en treillis métallique suspendu à la grue à tour. Le ferrailage était mis en place une fois les coffrages posés. Il en était de même pour les câbles de précontrainte transversale. Le bétonnage se faisait en avançant sur un front transversal aval amont. L'approvisionnement du béton était assuré par une benne manipulée par les grues à tour. Les coffrages étant calorifugés, le cycle de prise était accéléré par un bâchage des plots et un chauffage léger.

■ **La précontrainte transversale.** La précontrainte transversale mise en œuvre est du type Cona mono. Elle est composée de torons T 15 Super gainés graissés. La protection des ancrages est réalisée par un capot plastique en PHED rempli de graisse et vissé sur les têtes d'ancrage. A la réflexion, cette conception semble plus appropriée aux dalles de bâtiment qu'aux ouvrages de génie civil exposés aux intempéries. Aussi, la Maîtrise d'Œuvre a-t-elle demandé que le chant de la dalle, où affleurent les capots, soit protégé par un revêtement étanche déjà utilisé pour les réservoirs d'eau (type Lanko Ertoflex gris), bien qu'il soit protégé par une goutte d'eau et les corniches caniveaux. A l'expérience, il apparaît que, dans la mesure du possible, il serait souhaitable de prévoir pour ces ancrages utilisés en extérieur un cachetage en béton de 2ème phase recouvrant les capots plastiques.

Jean-François FONTAINE,  
Daniel GUILLOT, Patrice KIRSCHNER,  
Florence PERO, Daniel FORESTIER ■

**FONTAINE Jean-François**

EDITE - DDE du Val d'Oise  
Tél. (1) 34.25.25.42

**GUILLOT Daniel**

Assistant Chargé d'Etudes  
CETE de l'Ouest - Division  
Ouvrages d'Art  
Tél. 40.12.83.88

**KIRSCHNER Patrice**

Ingénieur en Chef - SECOA  
Tél. (1) 46.95.10.20

**PERO Florence**

ITPE - SEPTA-CIOM - Division  
des Grands Ouvrages d'Art  
Tél. (1) 46.11.33.25

**FORESTIER Daniel**

Ingénieur - SECOA  
Tél. (1) 46.95.10.20

# Viaduc de Rogerville sur l'autoroute A 29

Le Viaduc de Rogerville (Section Le Havre - Yvetot), permet à l'autoroute A 29 de remonter de la plaine fluviale de la Seine à la suite du Pont de Normandie, sur les hauteurs du Pays de Caux, en enjambant la partie amont du Vallon de Rogerville, site demeuré sauvage et naturel, dans le plus grand respect pour l'environnement.

Le Maître d'ouvrage, la société des Autoroutes Paris - Normandie a associé un cabinet d'architectes - MM. FRESSYNET et LACROIX, au Maître d'Œuvre Scétauroute, pour définir un projet original qui s'intègre au mieux dans la végétation du vallon et le contexte des falaises crayeuses du val de Seine. L'appel d'offre a permis au Maître d'Œuvre de choisir l'entreprise Bouygues pour réaliser en 19 mois, cet ouvrage difficile de 690 m de long, à 10 travées de 76 m de longueur courante.

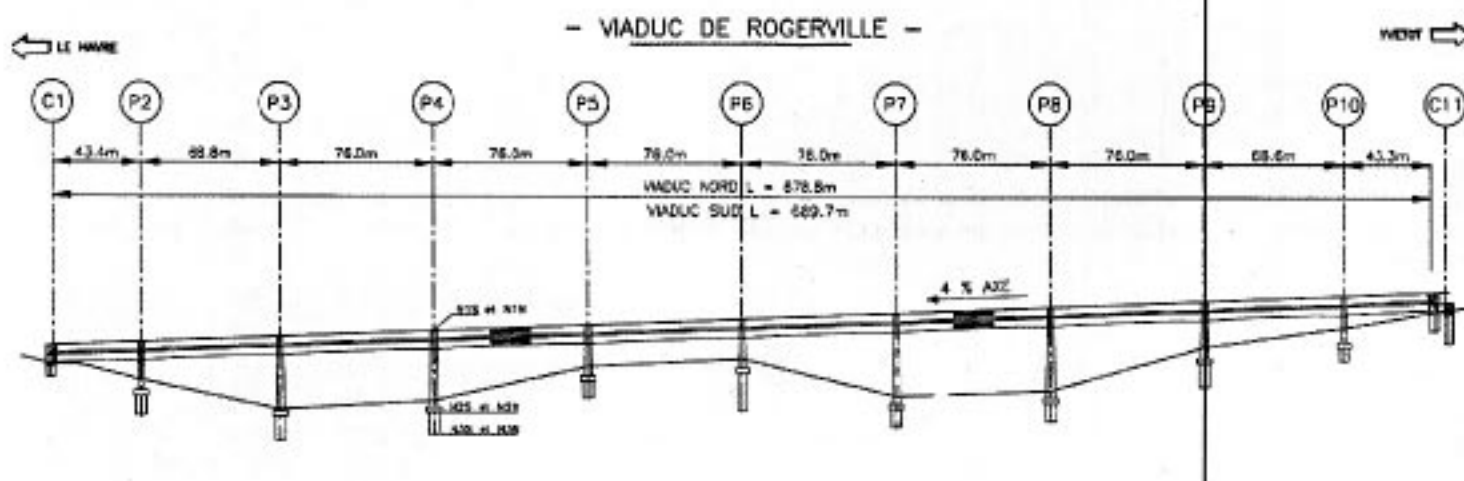
L'ouvrage se compose de deux caissons avec des ailes à bras, portant respectivement deux voies et trois voies avec BAU de 3 m. Les chaussées sont décalées uniformément de 5 m en hauteur. Le profil en long est rectiligne à 4 % de pente. En plan, l'ouvrage a une courbure constante de 3 000 m. Les appuis se composent de piles en V précontraintes à section variable, de hauteur maximale 42,5 m, de forme architecturale complexe. Les branches



du V sont maintenues par un voile entretoise précontraint pour les piles basses, par un tirant précontraint pour les hautes. Les piles sont fondées sur deux puits marocains de 12 m de profondeur, de 5 m de diamètre, coiffés par une grosse semelle. Les tabliers sont encastrés sur les piles. Le voussoir sur pile est le prolongement géométrique de la pile. Les tabliers sont à caisson étroit avec un braconnage pour supporter les encorbellements et une hauteur constante de 3,70 m sur la moitié centrale de la travée et gousset linéaire de l'intrados près des appuis. Une travée courante se compose de 20 voussoirs

Une pile terminée

Coupe longitudinale





Éléments de coffrage de pile superposés.

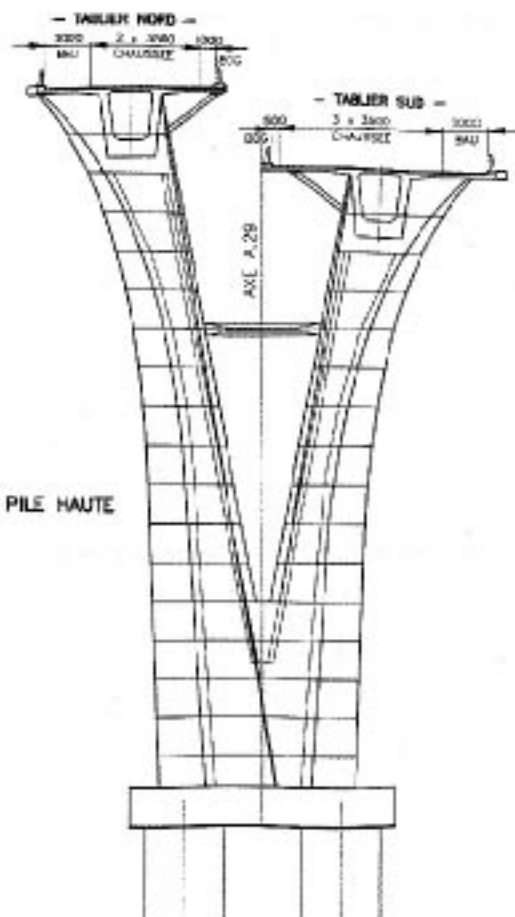
Élévation de la plus haute pile.

Mise en place du premier panier d'armatures et du coffrage intérieur.

préfabriqués de 103 t maximum. La précontrainte est réalisée par câbles 19 T15 intérieurs (fléaux - éclisses) et extérieurs (continuité). Des articulations élastiques sont installées toutes les 3 travées pour permettre les dilatactions des tabliers. Le propos de cet article est de mettre en lumière deux aspects originaux des méthodes de construction imaginées et mises en œuvre par l'entreprise pour réaliser la structure avec le degré de qualité élevé demandé par le contrat.

### Coffrage des piles architecturales

La forme des piles, d'une grande complexité, est l'œuvre des architectes MM. Fressynet et Lacroix, qui ont souhaité rappeler l'élanement des arbres du site. Définies par les variations données sous forme d'équations, les dimensions en sont éminemment variables sur la hauteur et la recherche de constante est vouée à l'échec. Les architectes ont dessiné des joints horizontaux marqués, à l'espacement de 2,50 m, qui suggèrent un découpage des levées de bétonnage. Toutes les piles, malgré les écarts de hauteur très importants (de 42,50 m à 17,50 m) ont la même forme, c'est-à-dire que les piles courantes se déduisent de la plus haute par tronçonnement de la hauteur nécessaire en partant du voussoir sur pile. C'est cette priorité qui a conduit l'entreprise à faire fabriquer un coffrage complet de la pile la plus haute (deux branches incluses), conçu en éléments de 2,50 m de haut, eux-mêmes démontables en 4 panneaux. L'ensemble représente 1200 m<sup>2</sup> d'outil coffrant, le coffrage du voussoir sur pile étant inclus. Le coffrage intérieur, aux



dimensions moins variables, a été réalisé en éléments grimpants de 5 m, à tôles en recouvrement.

Le parement en planches apparentes a été obtenu par utilisation de panneaux lattés fabriqués par DOKA, qui donnent l'aspect de planches rabotées avec l'avantage de réduire le nombre des joints à traiter pour éviter les pertes de laitance et de comporter une finition vernie, résistante et sans absorption.





## Préfabrication des armatures

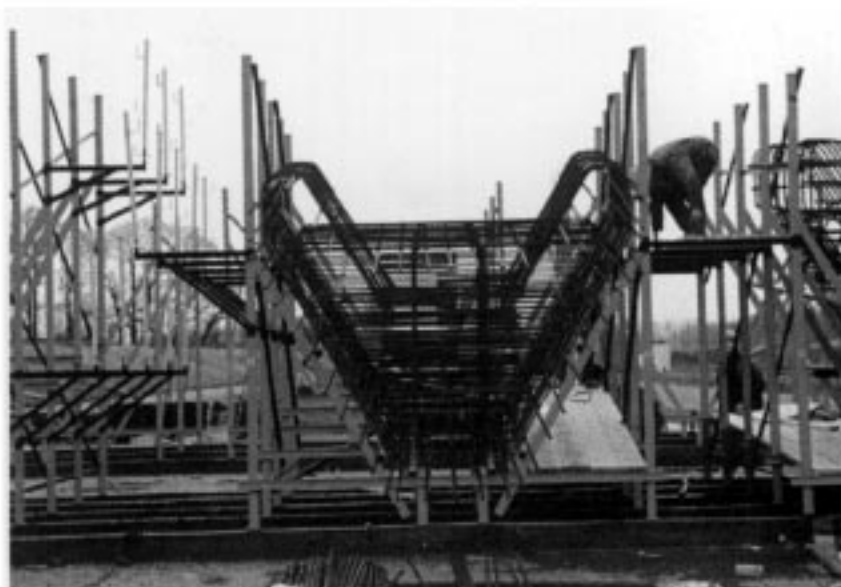
Les formes complexes des piles induisent naturellement un ferrailage géométriquement compliqué (la seule constante est l'espace vertical des cadres horizontaux). Une fois décidé que la levée standard serait de 5 m, la même analyse que pour les coffrages a conduit à concevoir des gabarits métalliques, réglés par un géomètre et couvrant les cages d'armatures complètes de la pile la plus haute. Les systèmes de cadres horizontaux sont façonnés et prémontés avec pointage par soudeuse en usine. Ils sont livrés par groupe sur le chantier où ils sont positionnés dans les gabarits (conçus pour qu'au prémontage, ces cadres soient verticaux), puis les aciers longitudinaux sont enfilés et fixés. Les cages sont ensuite transportées à pied d'œuvre sur des remorques agricoles.

## Cycle de fabrication

Les levées courantes de 5 m sont réalisées au rythme d'une levée bétonnée chaque jour (branches en V alternées), soit un cycle de 2 jours pour 1 levée d'une branche. Le 1er jour, le plateau bois intérieur qui supporte le coffrage intérieur est mis en place, puis le panier d'armatures en bec est posé et maintenu provisoirement. Le coffrage intérieur, puis les 3 panneaux d'armatures complémentaires, qui sont liaisonnés entre eux viennent ensuite. Le lendemain, on pose le coffrage extérieur après mise en place des gaines de précontrainte, et on règle parfaitement l'ensemble. Il faut noter que nulle verticale de référence n'étant matérialisable, la présence d'un géomètre est nécessaire pour régler en 3 coordonnées la position du coffrage. Enfin, le bétonnage est réalisé à la pompe jusqu'à 35 m de hauteur, à la benne ensuite.

## Accès et moyens de manutention

Chaque pile est desservie par une grue à tour de 6 t de capacité qui assure le montage du coffrage, l'apport des cages d'armatures et les manutentions diverses. L'accès en cours de fabrication est réalisé par un escalier de chantier tant que l'écartement entre les deux branches permet de jeter une passerelle entre les deux, puis par deux escaliers ensuite - enfin directement par lanceur lors de la pose. Compte tenu du rythme élevé du chantier, deux hommes ont, en permanence, monté ou



démonté des escaliers et certaines grues ont été montées 4 fois.

## Problèmes particuliers rencontrés

Ce type de coffrage, beaucoup moins utilisé que le classique grimpeur, a posé des problèmes de détails nombreux et nouveaux.

- accès sans arrêt modifiés
- traitement du joint entre deux coffrages placés l'un sur l'autre : il faut pouvoir se donner une plage de réglage de 2 ou 3 centimètres pour régler le coffrage, sans pour autant supprimer l'étanchéité, et sans recouvrement possible sur la levée précédente.

Il a fallu faire fabriquer un joint torique de section complexe pour assurer cette fonction.

- Décoffrage par dessous

Il est inhabituel de venir décoffrer des panneaux, alors qu'au dessus, d'autres coffrages avec leurs passerelles sont en activité : des systèmes de palonniers compensés ont été utilisés pour décoffrer "par en dessous". D'autre part, un des problèmes qui souciait la Direction de chantier, était le délai inusité avant décoffrage (plusieurs jours), qui pouvait laisser craindre des taches, des marbrures et un parement peu satisfaisant. Cette crainte s'est révélée infondée, avec les panneaux utilisés et en prenant la précaution de minimiser l'huile de décoffrage.

Au niveau de l'exécution de détail, un grand soin a été apporté au rejointoiement des pièces de coffrage, à l'entretien de ces mêmes coffrages et à la mise au point d'un plan de bétonnage très élaboré, pour obtenir des parements homogènes et réguliers. Le résultat présente

Gabarit de montage d'armatures du "nez" des fûts

### Intervenants

**Maître d'ouvrage**

Société des Autoroutes

Paris - Normandie

**Maître d'œuvre**

Soit'auto - Antenne de

Normandie

**Architectes**

MM. Fresnyet et Lacroix

**Contrôle technique**

Jean Muller International

**Réalisation**

Bouygues

**Etudes d'exécution**

Bureau d'études Bouygues

**Méthodes d'exécution**

Service Technique

Ouvrages d'Art Bouygues

**Armatures passives**

Balich Welbond Bâtiment

**Précontrainte**

ISL

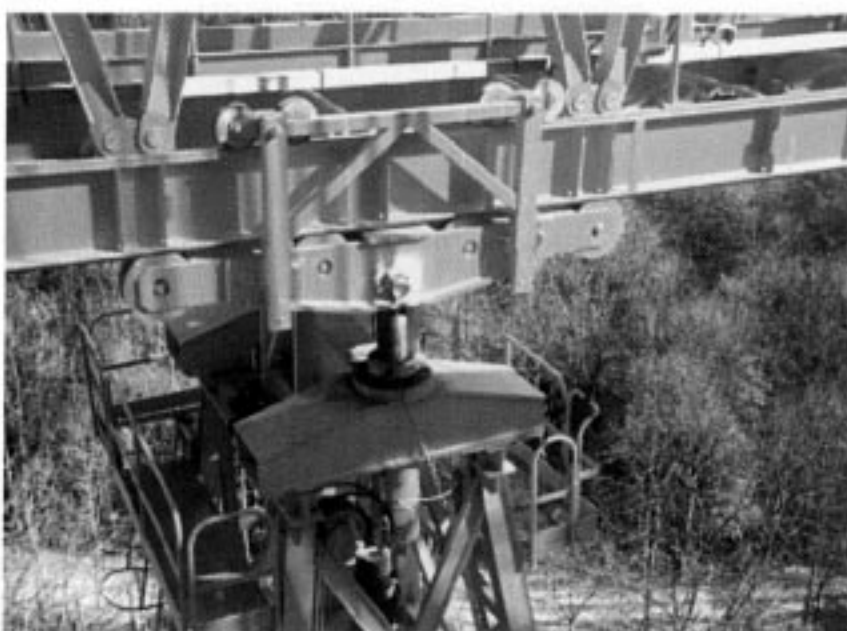
**Terrassements**

Tre

**Soutènements et**

**puits marocains**

STIPS



Lanceur : détail de tête de pylône.

une qualité du niveau des meilleures réalisations envisageables en pièces coulées sur site.

### Un lanceur moderne pour poser les voussoirs préfabriqués

Depuis de nombreuses années, l'entreprise a acquis une expérience de la construction de ponts à voussoirs préfabriqués mis en place au moyen d'une poutre de lancement. Mis à part quelques lanceurs exceptionnels pour des ouvrages spéciaux (Pont de Bubiyan : pose de voussoirs par travées entières - Pont de l'île de Ré : pose ultrarapide de monocaisson), les lanceurs conçus par l'entreprise étaient sur la base de bipoutre portant un ou deux ponts roulants. Pour le Viaduc de Rogerville, la fabrication d'un nouveau lanceur était nécessaire (ceux de l'entreprise étant à l'étranger) et le délai très

Vue générale du lanceur lors des épreuves.



court imposait de rester dans un cadre connu : c'est pourquoi, le Service Technique Ouvrage d'Art de Bouygues et la Direction de chantier ont opté pour la reconduction d'une structure connue et de mécanique connue, auxquels ont été adjoints les perfectionnements qu'a suggéré l'expérience.

#### ■ Description de la machine

Le lanceur de Rogerville est constitué d'une bipoutre à treillis de 130 m de longueur environ, dont la section transversale est une structure triangulée contreventée. Cette bipoutre peut s'appuyer selon les phases de construction sur :

- des appuis principaux : les pylônes
- des appuis secondaires : les béquilles

Ces appuis peuvent être en appuis ou suspendus à la bipoutre selon les besoins de la cinématique. L'ouvrage étant constitué de deux tabliers adjacents, la poutre de lancement a été conçue de manière à pouvoir se déplacer transversalement d'un tablier à l'autre sur des poutres situées sous les pylônes, permettant ainsi la construction de deux tabliers simultanément. La manutention des voussoirs est assurée par deux ponts roulants situés sur la bipoutre. La poutre de lancement a été calculée pour permettre la pose de deux voussoirs en même temps.

#### ■ Performances de la machine

- longueur maximale de lancement : 73,10 m
- levage simultané de deux voussoirs de 120 t
- capacité maximale de chaque pont roulant : 130 t

#### ■ Principales innovations

La fabrication de ce nouveau lanceur a permis de mettre en œuvre certaines innovations par rapport aux poutres de lancement du même type fabriquées précédemment par l'Entreprise Bouygues.

#### ■ Assemblage des membrures de poutres treillis.

Habituellement, l'assemblage des membrures de poutres treillis est réalisé au moyen de tôles épaisses et de boulons non précontraints. Ces boulons n'étant pas fortement serrés lors du montage, les jeux et les allongements sous charge de ces boulons conduisaient à des déformations importantes de la poutre treillis, en particulier pendant la phase de lancement. Les assemblages mis au point sur ce lanceur sont constitués de tiges filetées à haute limite élastique tendues au moment du montage de la poutre treillis. La tension dans ces



Pose des voussoirs n°1 sur la pile 9 Sud.

barres est calculée de façon à ce que la jonction entre membrures reste comprimée quelles que soient les phases d'utilisation du lanceur.

■ **Balanciers d'équilibrage des câbles de cabestan.** Le mouvement relatif des pylônes et de la poutre treillis est assuré par un système de deux câbles continus et de quatre cabestans situés au droit des pylônes. Dans certaines configurations, la tension d'un câble par rapport à l'autre peut engendrer des surtensions importantes dans ces câbles. Un système de balancier d'équilibrage de ces câbles permet de résoudre ce problème.

■ **Axes dynamométriques.** La connaissance des réactions d'appui est très importante dans un système aussi complexe qu'une poutre de lancement. Les pylônes et les béquilles ont donc été équipés d'axes dynamométriques connectés à des afficheurs situés aux postes de commande. L'opérateur peut donc contrôler en temps réel les efforts appliqués à la machine et les comparer aux hypothèses de calcul. Des systèmes d'alarme ont également

été mis en place pour avertir l'opérateur en cas de configuration anormale.

■ **Commandes du lanceur par automates préprogrammés.** Les différentes opérations du lanceur sont effectuées à partir de boîtes à boutons. Chacune de ces boîtes est connectée à un automate qui autorise l'opération après lecture des principales informations en provenance des différentes parties du lanceur (fins de course, axes dynamométriques, etc.). Cet automate programmable peut être adapté à d'autres utilisations.

■ **Déchargement contrôlé des voussoirs.** La construction du tablier se fait par la pose simultanée de deux voussoirs situés de part et d'autre du fléau à construire. La conception des piles autorise cependant un déséquilibre de fléau ne dépassant pas 20 t. Pour assurer un maximum de sécurité vis-à-vis de ce déséquilibre, l'opération de déchargement des voussoirs est entièrement gérée par automate permettant de décharger chaque voussoir par paliers de 20 t. Ces paliers peuvent être programmés différemment et adaptés pour des réutilisations futures du lanceur.

## CONCLUSION

Le pont de Rogerville est un ouvrage dont les exigences architecturales ont un caractère

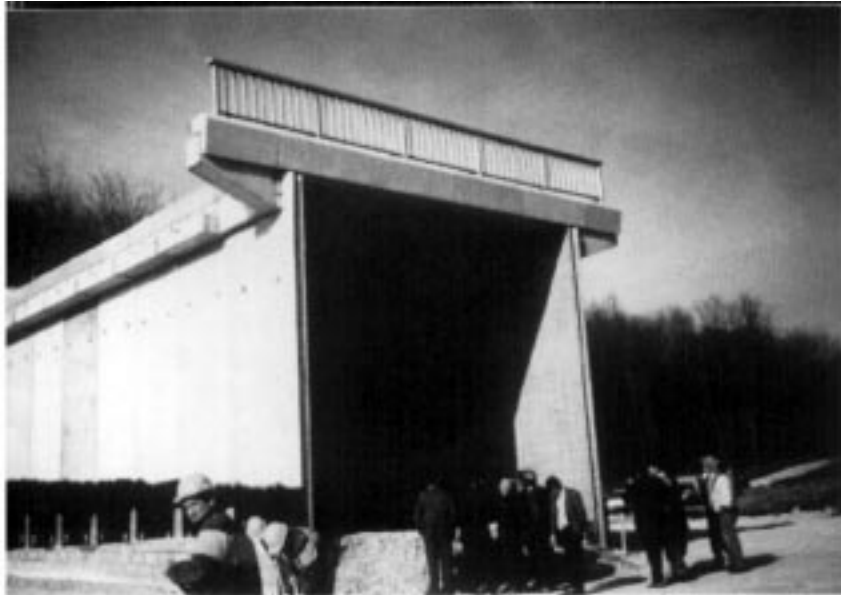
exceptionnel et dont la réalisation a nécessité la mise en œuvre de moyens non courants.

Philippe JACQUET ■

**JACQUET  
Philippe**

Directeur du Chantier du  
viaduc de Rogerville -  
BOUYGUES  
Tél. 32.79.93.90





Vue de l'ouvrage terminé avant remblaiement

Le procédé MODULOPONT, mis au point et breveté par l'Entreprise QUILLE, a pour objet la construction d'ouvrages courants de type portiques, cadres ou dalles, par une technique faisant une large part à la préfabrication de leurs éléments, et pour des portées pouvant aller d'une dizaine à une vingtaine de mètres.

L'utilisation maximale d'un élément unique standardisé pour la réalisation des différentes parties d'ouvrages (piédroit, traverse, murs) permet, selon l'Entreprise, de mieux maîtriser la sécurité sur chantier, la qualité des parements et donc l'esthétique, tout en réduisant les délais (intervention sur le site réduite à une quinzaine de jours) et les coûts.

## DÉROULEMENT DE LA PROCÉDURE

### ■ Le contexte

L'autoroute A.28 fait partie du Plan Routier Transmanche lancé le 22 Janvier 1986 dont les objectifs sont :

- *relier le tunnel sous la Manche aux principales métropoles régionales par des voies rapides ;*
- *créer une grande liaison Nord-Sud contournant PARIS par les côtes de la Manche et de l'Atlantique ;*
- *développer les ports normands en améliorant leur desserte routière.*

Son aménagement s'est déroulé de façon progressive. L'autoroute est en service entre ROUEN et NEUFCHATEL-EN-BRAY d'une part, et entre BLANGY-SUR-BRESLE et ABBEVILLE. Le dernier maillon entre NEUFCHATEL-EN-BRAY et BLANGY-SUR-BRESLE est en cours de réalisation. Les travaux ont débuté en fin d'année 1992. C'est sur cette section que se situe le PI n° 16 réalisé avec le procédé MODULOPONT. Ce passage inférieur a pour vocation

### Techniques particulières

# Modulopont

## Chantier expérimental d'ouvrage courant préfabriqué

L'Entreprise, après avoir élaboré un logiciel de calcul et effectué des essais sur maquette, cherchait à réaliser un ouvrage réel instrumenté ; en 1993, la D.D.E. de Seine-Maritime a décidé d'adapter un des ouvrages de l'autoroute A 28 pour être réalisé suivant ce procédé ; il s'agit d'un portique permettant le passage de la grande faune sous l'autoroute.

Ce chantier expérimental, qui concerne un ouvrage de portée certes modeste, a toutefois permis, avec l'appui du réseau technique, de tester le procédé en vraie grandeur, et de tirer des premiers enseignements, sur le plan des calculs, de l'analyse du fonctionnement et du comportement de la structure, de l'assurance-qualité, du déroulement du chantier y compris la préfabrication, et du rendu final sur site.

de rétablir des possibilités de franchissement de l'autoroute par les grands animaux sauvages fréquentant le massif de la forêt domaniale d'EU. Décidé en concertation avec les services du Ministère de l'Agriculture et de la Forêt et ceux du Ministère de l'Environnement ainsi que l'Office National des Forêts, il est implanté au droit d'un passage existant et nécessitait une conception sous forme de passage inférieur, l'autoroute étant en remblai à cet endroit.

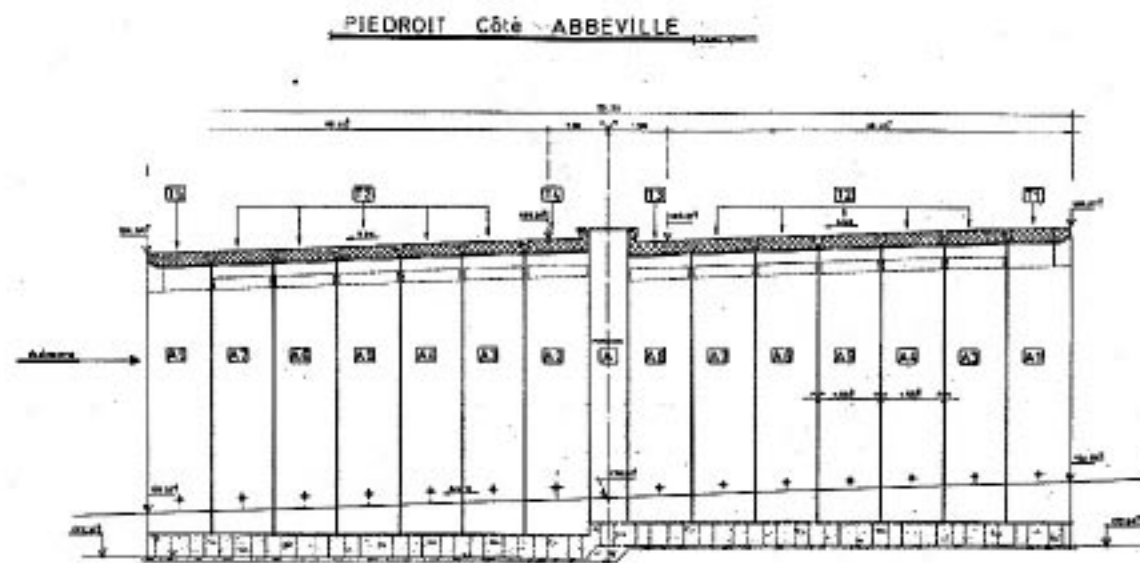
Le dimensionnement de l'ouvrage arrêté conjointement avec l'O.N.F. et le S.E.T.R.A. est :

- *ouverture : 7 m*
- *longueur : 24 m (largeur de la plateforme autoroutière)*
- *hauteur : 6 m (hauteur disponible à cet endroit).*

Le PI 16 a fait l'objet d'une consultation par appel d'offres puis d'un marché avec l'entreprise QUILLE, lauréat pour la construction de quatre ouvrages d'art de la section autoroutière.

### Intervenants

**Maître d'ouvrage**  
État  
**Maître d'œuvre**  
D.D.E. de Seine-Maritime  
Service Etudes et  
Grands Travaux  
Subdivision ETN n° 4  
**Entreprise et Etudes d'exécution**  
QUILLE  
**Préfabrication**  
PREMAC (Alber)  
**Précontrainte**  
VSL  
**Cages d'armatures**  
AMVAL (Haute-Loire)  
**Contrôle et Instrumentation**  
C.E.T.E. Normandie-Centre  
D.E.I.O.A. et Laboratoire Régional de Rouen  
Laboratoire Régional de Clermont-Ferrand



Élévation d'un piedroit

## L'adaptation du PI 16 selon le procédé MODULOPONT

Les essais en grandeur nature de MODULOPONT réalisés au CEBTP de Saint-Rémy les Chevreuse de Juin à Novembre 1992 arrivant à leur terme, la D.D.E. 76 a souhaité réaliser un premier ouvrage en vraie grandeur suivant ce procédé. Le choix de l'ouvrage reposait sur les objectifs qu'il convenait de définir pour cette expérimentation et sur le niveau de risque pris en cas d'apparition de phénomènes insuffisamment maîtrisés. Le PI 16 ayant des dimensions très raisonnables et ne franchissant pas une voie routière (ce qui faciliterait la réparation d'éventuels désordres) est apparu pouvoir répondre au faible niveau de risque recherché tout en permettant :

- l'analyse des problèmes posés par la préfabrication, le transport, la mise en œuvre et le scellement des éléments préfabriqués du procédé MODULOPONT

## DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est donc un portique ouvert de 7 m d'ouverture, dont les piliers et les traverses sont préfabriqués ; l'épaisseur des éléments est de 0,35 m et leur largeur de 1,58 m, ce qui permet de limiter leur poids à 12 t. Les éléments sont préfabriqués avec un béton B 35.

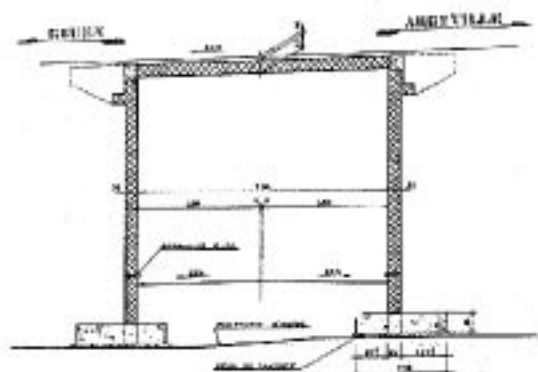
### ■ Piliers

Les piliers sont en béton armé, chacun des 28 éléments étant muni de deux dés d'appui destinés à l'encastrement dans la semelle coulée en place, ainsi qu'au réglage de l'élément ; en fonction du caractère uniforme de la poussée des terres, il n'est pas prévu de liaison

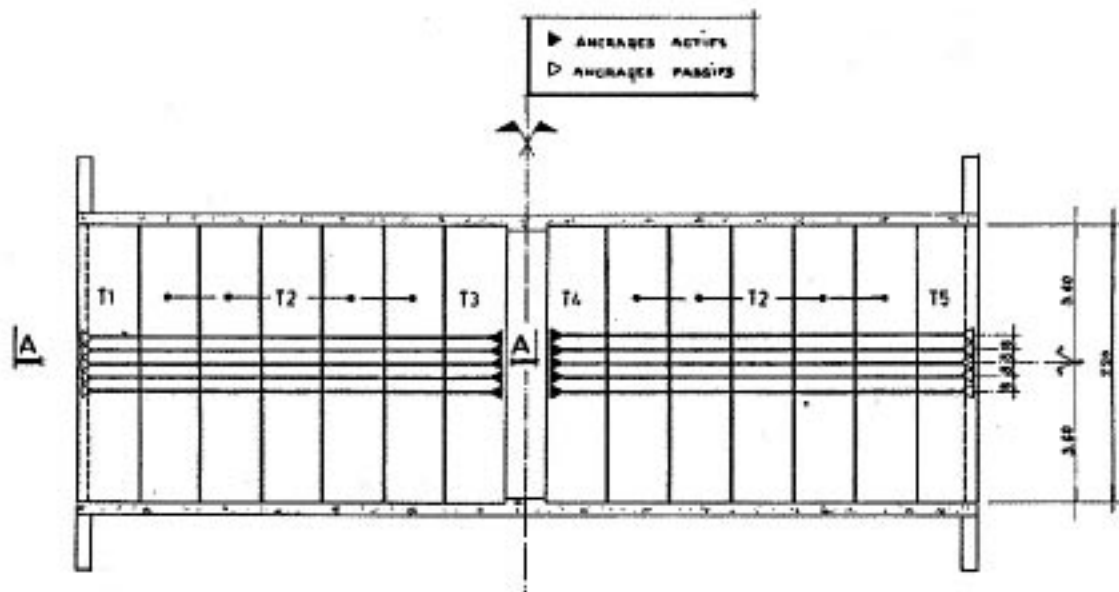
- l'observation dans le temps du liaisonnement entre éléments et des autres problèmes sensibles rencontrés dans les ouvrages d'art courants.

En terme de coût, ce choix a toutefois posé un problème puisque ne répondant pas aux conditions optimales dans lesquelles MODULOPONT peut être financièrement intéressant à l'avenir (dimensions et conditions de réalisation). Pour cette expérimentation, le coût de l'ouvrage réalisé est de l'ordre de 3 M.F. T.T.C ; il inclut une substitution de sol par de la craie traitée, les murs et les remblais en Terre Armée, ainsi que l'instrumentation. Comparativement, le coût estimé de l'ouvrage P.I.C.F. était du même ordre de grandeur. Il convient toutefois de noter que cette équivalence de coût est obtenue par une participation de l'entreprise de 0,48 M.F. H.T. Un avenant au marché a donc été mis en place pour permettre la réalisation du PI 16 selon le procédé MODULOPONT.

mécanique entre les joints verticaux des piliers. L'étanchéité est assurée par des joints



Coupe de l'ouvrage



verticaux PAX ALU et un géotextile drainant général complété de barbacanes.

Compte-tenu du dévers des chaussées et des éléments d'ouvrages intégrés à la préfabrication (corbeaux pour dalles de transition, murets en retour suspendus, encoches pour murs en aile en Terre Armée), les éléments ne sont identiques que par groupes de 2 au maximum. Au niveau du T.P.C., il est prévu deux éléments masqués de 0,98 m de largeur, qui, n'étant pas butés en tête par des éléments de traverses, sont bloqués par des poutres horizontales coulées en place côté terre.

### ■ Traverses

Les éléments de traverse sont précontraints longitudinalement par des monotorons gainés graissés T 15 S disposés en boucles et dont les ancrages sont disposés dans des petits blocs préfabriqués d'about (20 x 20 x 25) servant en même temps d'appui pour les traverses en tête des piédroits ; cette précontrainte, qui reprend le poids propre des éléments en isostatique, est calculée en classe III. Compte-tenu du faible rayon en plan au niveau des boucles (0,60 m), tous les ancrages ont été prévus actifs. Les éléments d'une même traverse sont ensuite clavés puis liés entre eux par une précontrainte transversale disposée à mi-portée et constituée par 5 monotorons gainés graissés T 15 S, enfilés dans des gaines  $\phi$  40/45, injectées après mise en tension : cette précontrainte, justifiée en classe I, traverse une zone de 46 cm de largeur traitée en joints conjugués ; des clefs sont disposées de part et d'autre pour reprendre les efforts

## DÉROULEMENT DES TRAVAUX

L'ensemble des travaux pour la section autoroutière est réalisé dans le cadre de *Plans*

tranchants, complétant ainsi cette *entretoise* centrale d'environ 1 m de largeur. Sur les 14 éléments de traverse, 10 sont identiques.

L'étanchéité est assurée par une chape épaisse en asphalte de 30 mm ; les *boîtes* pour ancrages passifs de la précontrainte transversale (situées sous les passages de service) ont été protégées par des feuilles préfabriquées.

### ■ Clavage

Les clavages traverses - piédroits sont réalisés par des aciers entrecroisés (en l'occurrence des HA 25 en majeure partie à l'espacement de 12 cm) ; les aciers doivent être décalés en plan avec une bonne précision pour permettre la descente sans problème des extrémités de traverse sur les piédroits.

### ■ Calculs

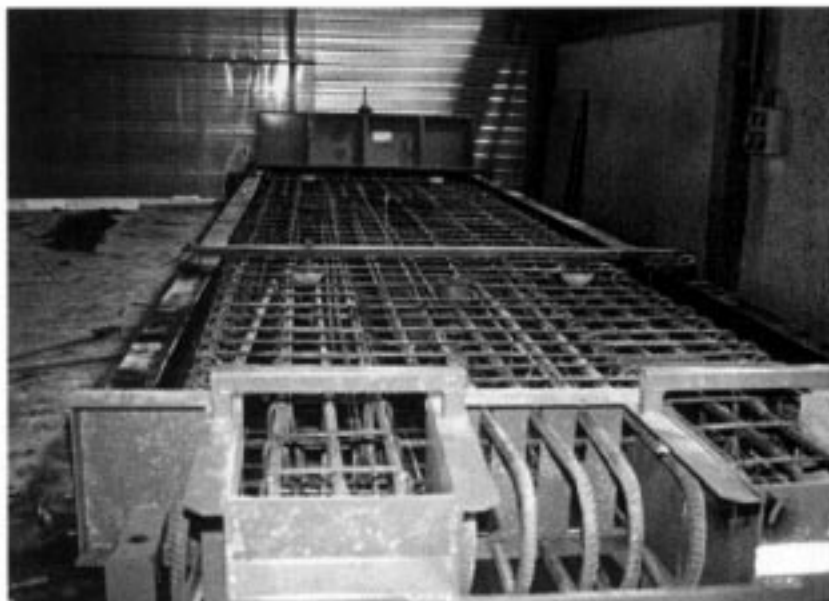
Le calcul a été mené par demi-ouvrage à l'aide d'un programme aux éléments finis développé par l'ENS de CACHAN et l'Entreprise ; ce programme ne déterminait à l'époque que les sollicitations et les déformations de la structure ; il procède maintenant à un dimensionnement automatique des sections d'aciers. Les clavages longitudinaux entre traverses, qui ne transmettent que les efforts tranchants, sont pris en compte par le programme comme une liaison en déplacement ; l'entretoise est calculée comme une poutre transversale de même hauteur que les éléments de traverse et de largeur égale à celle du joint conjugué.

d'Assurance Qualité (P.A.Q.). Pour MODULO-PONT, le P.A.Q. correspondant a été établi en



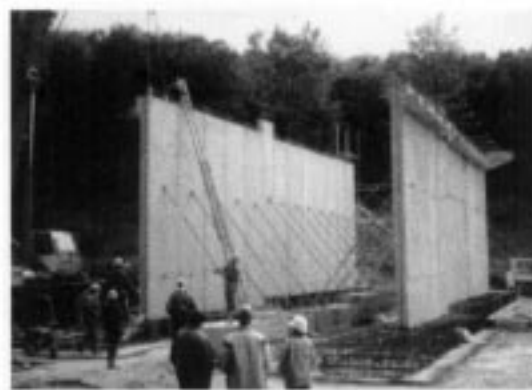
intégrant toutes les particularités d'un tel ouvrage, et notamment celles relatives à la pré-fabrication sur un site éloigné du chantier puis au transport jusqu'au lieu de pose. Les éléments ont été coulés dans des moules métalliques sur table vibrante ; les cages d'armatures ont été préfabriquées en usine avec une majorité d'assemblages par soudure semi-automatique sous flux gazeux, ce qui leur conférait une bonne rigidité et une bonne précision de réalisation. Une procédure spécifique a également été mise au point pour assurer la réussite du béton de clavage en associant le fournisseur de béton (B 50).

Le montage sur le site s'est déroulé suivant le planning prévu.



L'ensemble de ces opérations n'a souffert que d'un incident dont les conséquences auraient pu être fâcheuses. La livraison prévue par groupe de deux éléments n'a pas été respectée pour un transport et un élément masqué a été chargé en complément de deux éléments de piedsroits sur un même porteur. A son arrivée sur le site, cet élément présentait une fissuration traversante et il n'a pas été mis en place. L'entreprise a immédiatement commandé à son préfabricant un nouvel élément et la pose des autres éléments s'est poursuivie.

Fabrication d'un élément de piedroit



Pose des piedsroits  
Pose d'une traverse



Zone de clavage

Il peut être noté que la configuration du site - desservi par une voie communale de faible largeur - a permis de tester des conditions d'approvisionnement comparables à celles d'un chantier sous circulation :

- pas de stockage intermédiaire, chaque élément était déchargé, équipé pour les piedsroits des éléments assurant la sécurité des ouvriers, levé et mis en place immédiatement.
- chaque camion chargé de deux éléments arrivait sur le site à son tour : pas de possibilité de permutation d'éléments lors du montage.



La livraison rapide du nouveau masque et son approvisionnement entre les deux éléments

### INSTRUMENTATION

Des mesures ont été effectuées à l'occasion des épreuves de chargement. Le programme était le suivant :

- *mesures de flèches sous les traverses à l'aide de fleximètres,*
- *mesures de déplacements relatifs entre éléments préfabriqués adjacents à l'aide de capteurs de déplacement,*
- *mesures de contraintes dans les armatures à l'aide de jauges extensométriques préalablement disposées dans certains éléments de traverse (armature inférieure à mi-portée et armatures supérieures à proximité immédiate du clavage),*
- *mesures extensométriques au niveau des joints entre éléments de traverse et clavage.*

Les principaux enseignements ont été les suivants :

- *pas de mouvements relatifs entre éléments adjacents,*
- *pas d'ouverture du joint entre partie préfabriquée et coulée en place au niveau clavage,*
- *bon monolithisme dans le fonctionnement de répartition transversale entre traverses sous surcharges,*
- *concernant les flèches en milieu de traverse ainsi que les contraintes dans les aciers au même endroit, le rapport valeurs calculées/*

piédroits déjà en place s'est déroulé sans encombre et n'a pas retardé le planning initial.

*valeurs mesurées est très important, de l'ordre de 5 à 10 ; par contre, en ce qui concerne les contraintes dans les aciers de liaison entre le clavage et les traverses, le rapport serait plutôt en moyenne voisin de 1, même parfois légèrement inférieur.*

Le comportement de l'ouvrage, du point de vue déformation, se rapprocherait donc plutôt de celui d'une traverse presque encadrée : les remblais contigus aux piédroits, qui en l'occurrence étaient de la craie traitée dont on peut estimer le module de réaction  $k_1$  à environ 500 t/m<sup>3</sup>, exercent en effet des réactions élastiques qui amoindrissent la rotation des clavages en tête ; ce phénomène n'est d'ailleurs pas propre à cet ouvrage et concerne plus généralement tous les ouvrages en portique à éléments de faible épaisseur, en fonction de la plus ou moins grande raideur des remblais contigus. Ce point pourrait d'ailleurs être confirmé par des mesures de déplacement horizontal relatif à mi-hauteur des piédroits. Cela nécessite donc d'être particulièrement vigilant sur la conception et le calcul des clavages (risque de sous-estimation des moments de calcul, absence de gousset), ainsi que sur la qualité de leur exécution (positionnement des aciers, résistance du béton, etc.), un suivi de leur comportement dans le temps apparaissant comme souhaitable.

### PREMIERS ENSEIGNEMENTS ET PERSPECTIVES

L'expérience du chantier permet tout d'abord d'envisager certaines améliorations de détail au niveau conception : par exemple, les blocs préfabriqués d'about des traverses se sont révélés fragiles, d'autant qu'ils étaient parfois utilisés comme point d'appui pour le positionnement latéral final des éléments : des tôles métalliques en forme de U pourraient répondre à ce problème. Les calculs et les études d'exécution se sont révélés relativement lourds, comparé avec l'ouvrage équivalent qui aurait fait l'objet d'une simple note électronique PIPO-EL du S.E.T.R.A. ; le calepinage précis des divers éléments, la présence des différentes précontraintes et la nécessité de plans de ferrailage très précis pour rendre compatible la pose des éléments entre eux ont contribué à ce constat.

L'instrumentation n'a pas révélé de fonctionnement anormal lié au procédé ; le non recoupe-ment entre calcul et comportement réel

pourrait se retrouver pour des ouvrages analogues coulés en place. L'aspect de l'ouvrage fini apparaît comme satisfaisant sur le plan de la régularité des parements ; cela résulte du choix d'un préfabricant ayant l'expérience "Ouvrages d'Art" et d'un suivi assurance-qualité qui s'y rapporte. Comme pour les autres types d'ouvrages intégrant de la préfabrication (par exemple PRAD) la construction sous trafic (au-dessus de la S.N.C.F., d'autoroutes ou en zone urbaine) paraît dans un premier temps un créneau intéressant, du fait du temps très court d'intervention sur chantier que permet ce procédé. Par contre, des lots importants d'ouvrages, avec une standardisation de leur caractéristiques géométriques, permettraient une meilleure rentabilité, en raison de l'industrialisation au niveau de la fabrication.

Gérard LECLERC & Daniel WIRTH ■

**LECLERC Gérard**

Ingénieur ENPC - CETE  
Normandie Centre - DEBOA  
Tél. 35.68.82.15

**WIRTH Daniel**

ITPE - DDE de Seine Maritime -  
Chef de la Subdivision ETN 4  
Tél. 35.65.29.06

# Ponts Industriels Métalliques Modulaires

Aucun constructeur français ne propose actuellement à la clientèle nationale et internationale un modèle de pont métallique modulaire démontable susceptible de répondre à la demande, permanente et croissante de ce produit, que l'on peut voir se manifester partout dans le monde. Les industriels britanniques et germaniques se partagent la quasi totalité du marché.

L'analyse des affaires, tant intérieures qu'extérieures, pour lesquelles le Centre National des Ponts de Secours est appelé à intervenir et qui le conduisent à mettre en œuvre des pont provisoires à partir de ses stocks, montre qu'il existe la possibilité de développer industriellement un modèle de pont conçu à partir du savoir-faire acquis par le service au cours des

## CONCEPTION DE L'OUVRAGE

La conception de l'ouvrage devait impliquer le respect des objectifs assignés ci-dessus pour :

- permettre la mise en œuvre d'éléments standards, dont l'assemblage, en atelier comme en chantier, doit pouvoir être effectué par des moyens aussi simples que possibles, de manière à abaisser les coûts au maximum,
- réduire les modalités de contrôle, lors du montage, au strict minimum, de manière à faciliter l'emploi d'un personnel peu qualifié, avec un encadrement réduit, notamment pour la construction d'ouvrages dans des pays en voie de développement.

Seuls des ponts du type à tablier inférieur métallique, reposant sur les pièces de pont, celles-ci prenant appui sur 2 poutres latérales à treillis constituant des travées indépendantes de portée variable, répondaient correctement à l'ensemble des critères imposés. La section transversale de ces ponts devait être en outre une section ouverte en partie supérieure, les contreventements étant placés sous les entretoises. La conception et le dimensionnement de ces ouvrages étaient donc essentiellement gouvernés :



trente dernières années dans l'emploi de ces matériels.

Ce modèle doit répondre à différents objectifs :

- ses composants doivent
- faire appel à un matériau de production industrielle de gamme courante,
- être facilement manutentionnables à l'aide de moyens de levage usuels,
- se prêter au transport en masses unitaires contenables vers toute destination,
- s'assembler selon des procédures, un calepinage clair et compréhensible.
- l'ouvrage assemblé en continu, à partir d'une série limitée de pièces nettement différenciées, se met en place soit par levage, soit par poussage sur le site d'emploi.

- pour le platelage, par la reprise des charges roulantes qui conditionnent le transfert des efforts de freinage des véhicules aux contreventements.
- pour les poutres maîtresses, par la constitution des membrures et leur comportement au flambement qui dépend, d'une part de leur configuration propre, et d'autre part de la rigidité transversale des cadres formés par les diagonales et les pièces de pont.

L'examen détaillé des parties constitutives de l'ouvrage a amené à retenir une conception particulière pour chacune d'elles.

■ **Platelage et longerons.** Le platelage doit être constitué par la juxtaposition de panneaux élémentaires raidis de 3 m de longueur approximative. L'assemblage des panneaux élémentaires s'effectue transversalement, à raison de 2 modules par tronçon pour les ponts à une voie et 4 modules par tronçon pour les ponts à deux voies, par l'intermédiaire de boulons de fort diamètre, régulièrement espacés. Dans le sens longitudinal, les raidisseurs de bordure sont solidarisés, vis à vis du soulèvement, avec la semelle supérieure des pièces de pont par l'intermédiaire de 2 ancrages par pan-

Pose du platelage lors de la construction du prototype à Vemueil l'étang



neau. Les deux impératifs de conception, mentionnés plus haut, conduisent aux observations ci-après :

Pour le premier d'entre eux, il faut noter tout d'abord que les dispositions initiales retenues, et surtout l'épaisseur de la tôle (7 à 8 mm, striée ou larmée), ne sont pas conformes aux errements de la pratique française, et notamment du titre V qui limite l'épaisseur de la tôle à 12 mm, voire exceptionnellement 10 mm, avec des raidisseurs ouverts espacés de 300 mm. Les premiers calculs effectués ont montré que, contrairement aux dispositions du titre V, plusieurs longerons doivent être intéressés à la reprise des charges apportées par une file de roues.

Il a donc été convenu, pour l'étude détaillée, de recourir à un calcul aux éléments finis sur un platelage renforcé, en considérant l'effet de membrane du platelage pour lever les ambiguïtés régnant à la fois sur le dimensionnement de la tôle et des longerons, en particulier pour certains cas de charges (convois Bc et TP notamment). D'autre part, il faut également noter que la réglementation actuelle ne permet pas la justification à la fatigue de ce type de platelage avec soudure par cordons discontinus, tel que prévu initialement par analogie avec des ouvrages existants.

Une solution variante, techniquement meilleure, comportant des cordons continus réalisés par soudure automatique, a semblé s'avérer intéressante du point de vue économique. L'utilisation de longerons de type HEA, préférable à celle d'IPE en raison du plus petit nombre de longerons nécessaires, se révèle valable. Il a été retenu que la justification de la tenue du platelage devait pouvoir être obtenue conformément au titre V, avec dérogation limitée à l'épaisseur de tôle. Dans ces conditions, le respect du coefficient de pondération et du coefficient dynamique réglementaires devrait conduire à un platelage de poids unitaire par dalle de l'ordre de 850 kg pour une

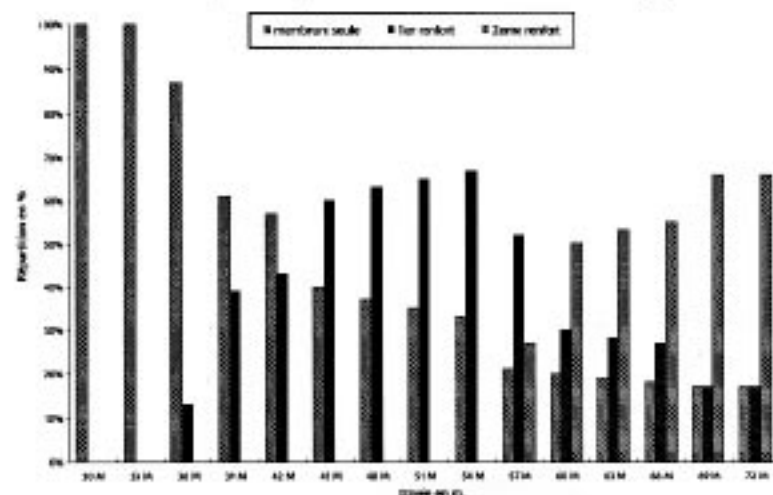
hauteur de 170 mm environ ; ce qui a paru, à ce stade de l'étude, excessif et a demandé une réflexion complémentaire.

Pour le second impératif, il s'agit davantage, en fait, d'aspects technologiques propres à assurer une transmission correcte des efforts. L'effort de freinage, agissant au niveau du platelage, à transmettre au contreventement inférieur est en effet de 45 t en valeur pondérée et peut se trouver centré ou non sur l'axe longitudinal de la voie. En raison de son importance, plusieurs panneaux de platelage doivent être solidarités par des systèmes de liaison par bielles, permettant la déformation relative en flexion des panneaux consécutifs appuyés librement, les butées longitudinales sur le contreventement s'effectuant dans l'axe des lignes de ciseaux prévues à cet effet, à raison de 1 ligne pour les ponts à une voie et 2 lignes pour les ponts à deux voies. Le décentrement de l'effort de freinage apporte sur les panneaux de platelage un effet de torsion qu'il convient de reporter sur le contreventement général par l'intermédiaire de butées sur les pièces de pont, empêchant ainsi la rotation des panneaux. Il faut ajouter que le tablier doit être complété par une passerelle, disposée en encorbellement par rapport à l'une des poutres maîtresses.

■ **Poutres maîtresses et pièces de pont.** Quel que soit le type de pont envisagé (une ou deux voies), la géométrie des poutres maîtresses doit être identique. Les poutres préférées seront du type Warren, avec joints de panneaux distants de 3 mètres, hauteur entr'axe des membrures 3,40 mètres environ. Elles reposent sur appuis libres. La nature des éléments constitutifs des membrures et diagonales est fonction de la distribution et de l'importance des efforts, qui dépendent à la fois des types de ponts et de leur portée, mais la génération des sections est obtenue, dans tous les cas, à partir de l'assemblage d'un certain nombre d'éléments types en acier, dont la combinaison serait la suivante :

- pour la membrure supérieure, un profilé en forme d'auge en U disposé à plat, ailes vers le bas, en tôle pliée, assemblé entre 2 goussets latéraux verticaux en acier. Ce profil de base sera renforcé, selon l'effort à transmettre, par 2 à 6 cornières plaquées à raison de 4 à l'extérieur et 2 à l'intérieur du U
- pour la membrure inférieure, la section minimale pourra être constituée de 2 cornières boulonnées sur les goussets inférieurs, homologues des précédents. Cette section de base est renforcée de la même manière que le profil de la membrure supérieure par adjonction de 2 à 6 cornières plaquées
- pour les diagonales, un profilé en U plié renforcé, pour les efforts tranchants importants,

Répartition des membrures inférieures (P.I.M.M. 1 voie)



*par 2 cornières (ponts à 2 voies principale-ment).*

La principale difficulté à résoudre dans la conception de ces poutres est essentiellement liée aux conditions de flambement de la membrure supérieure comprimée, résultant de leur configuration propre et de la rigidité transversale des cadres formés par les diagonales et pièces de pont. La solution présentée ci-dessus possède l'avantage de supprimer tous les systèmes anti-flambement qui ont été envisagés et qui étaient constitués de barrettes ou de cadres treillis reliant les deux faces des poutres porteuses. Elle permet d'améliorer sensiblement le rendement global des poutres en réduisant la valeur des effets secondaires et le nombre des éléments nécessaires à leur reprise. Elle conduit enfin à un ensemble plus compact et certainement plus esthétique. L'examen de la constitution des cadres transversaux, formés par les diagonales et les pièces de pont a montré que ces dernières, encastées sur les goussets d'assemblage des nœuds inférieurs, devraient assurer un entretoisement satisfaisant. Elles sont réalisées en profilés reconstitués soudés afin d'obtenir, pour un poids optimal, la standardisation des dispositions d'assemblage pour les ponts à une et deux voies. Enfin, il a été réfléchi aux méthodes d'assemblage possibles, surtout en fonction du coût de leur mise en œuvre.

Si l'usinage des profils ne présente en lui-même aucune difficulté particulière, ce sont les moyens d'assemblage qui détermineront, pour une part importante, le coût de la construction en raison du nombre de nœuds d'assemblage et de joints de membrures, disposés tous les 3 m. L'utilisation de boulons HR à serrage contrôlé n'a pas été retenue en raison des difficultés liées à leur mise en œuvre, parmi lesquelles nous pouvons citer :

- *le coefficient de frottement*
- *le contrôle des assemblages*
- *les difficultés de serrage au couple, limitant l'utilisation à un diamètre de l'ordre de 24 mm et conduisant, de ce fait, à un nombre de boulons très élevé avec double trusquinage.*

De même, l'utilisation de boulons normaux, qualité 10.9 de 24 mm de diamètre par exemple, conduit encore aux mêmes conditions de trusquinage et à un nombre de boulons toujours trop élevé. La solution conduit à s'orienter vers l'emploi de boulons de gros diamètre (30 à 36 mm par exemple) qualité

8.8 cisailés en partie lisse, dont le prix de fourniture serait de l'ordre de 60 % d'un boulon HR, avec un nombre beaucoup plus réduit que dans les hypothèses précédentes. La difficulté principale liée à leur utilisation étant la maîtrise des jeux et donc des flèches initiales d'ensemble, qui sera corrigée au niveau des perçages sur goussets.

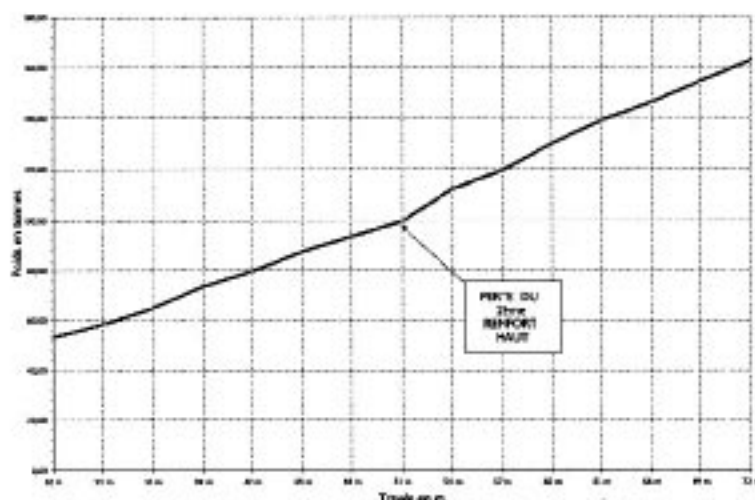
■ **Les contreventements horizontaux.** Les contreventements horizontaux devront être réalisés dans le plan des membrures inférieures des poutres maîtresses et placés sous les pièces de pont. Ces contreventements ont pour rôle de reprendre les efforts du vent, les efforts de freinage des véhicules et d'assurer la stabilité transversale de l'ouvrage. Ils sont principalement constitués :

- *pour les ponts à une voie de circulation, d'un treillis en forme de losange, construit entre nœuds centraux des pièces de pont et nœuds intermédiaires sur poutres maîtresses. A mi-portée des tronçons de 3 m, les diagonales comportent une seule cornière boulonnée.*
- *pour les ponts à deux voies de circulation, d'un treillis de même constitution, comportant soit 3 croix par panneau, soit une croix et 2 demi losanges. Les diagonales comportent toujours une seule cornière boulonnée.*

Les axes longitudinaux de construction des mailles correspondent, dans le cas des ponts à une voie, au joint central des panneaux de plâtelage et dans le cas des ponts à deux voies, aux joints latéraux des panneaux de plâtelage, de telle sorte que les treillis latéraux sont identiques dans les 2 cas. Le report des efforts de freinage est effectué par la mise en place, au droit de ces joints, de une ou deux lignes de ciseaux, suivant les cas, reliant les longerons aux nœuds de contreventements. Le choix des pièces de pont en PRS avec une hauteur conservée pour les ponts à une ou deux voies doit permettre de réaliser l'attache de ces contreventements et ciseaux d'une manière standard dans tous les cas.

Un avant-projet sommaire retenant ces principales conditions, ainsi que des assemblages expérimentaux en vraie grandeur, mis en place dans les ateliers du CNPS, ont été formulés et montés en 1990. Il a conduit à imaginer un dispositif de montage innovant dans la mise en œuvre d'un pont en acier démontable à poutres de type Warren.

## LES ÉTUDES

Pont P.J.M.M. 1 voie  
Poids par travée

Une étude de définition, confiée au Cabinet Jaillot Rouby, Ingénieurs Conseils, et réalisée en 1991, a permis de valider le bien fondé théorique de ce projet. Elle a mis en évidence le caractère économique des ouvrages types projetés :

Le prototype de  
72 m mis en place  
à Verneuil l'étang

- les aciers retenus, composant tous les éléments, appartiennent aux nuances S355 et S235 et sont des matériaux courants,

## DESCRIPTION DES OUVRAGES

Les ponts industriels modulables, issus de l'ensemble des considérations développées plus haut, sont des ouvrages à tablier inférieur constitué de dalles métalliques reposant sur des pièces de ponts régulièrement espacées et entretoisées par un système de contreventement. Une passerelle pour piétons peut être accolée latéralement. Leur construction se fait à partir de la mise en œuvre d'éléments standards en acier, permettant de constituer des modules de 3 m de longueur, dont l'assemblage conduit à la réalisation, par pas de 3 m, de travées de 18 à 72 m pour les ponts à une

- les modules entrant dans la construction des tronçons de travée de pont sont constitués d'un nombre réduit de pièces issues de l'emploi de profilés usuels ou de tôles du commerce,
- la fabrication des pièces élémentaires ressort de processus industriels simples et ne doit jamais faire appel à une technologie de haut niveau. Les tolérances sont celles retenues par les recommandations de la construction métallique.

L'innovation fonde la conception des ouvrages projetés sur la forme et les caractéristiques d'une pièce de pont originale. Elle autorise la recherche de la masse minimale d'acier à employer pour répondre aux conditions imposées par les plus récents règlements de charges en vigueur, à l'ensemble des structures envisageables. En 1992, l'étude détaillée des éléments a été menée à bien. Une déclaration d'invention a été adressée au Ministère et une demande de brevet a été déposée auprès de l'INPI pour la pièce essentielle des structures projetées.

En 1993, ont été fabriquées, par la Société Framatec, les pièces en séries limitées qui ont conduit à construire deux prototypes, l'un de 72 m de longueur et l'autre de 48 m de longueur, respectivement à 1 et 2 voies, et à la mise au point du produit.

En 1994, les essais de charge des deux prototypes ont permis de valider la capacité portante de ces ouvrages et leur tenue à la fatigue. La demande de brevet portant sur " la pièce de pont formant travée horizontale " a donné lieu, le 22 avril 1994 à l'octroi du brevet français n° 2 697 039. Un contrat de concession de licence entre l'Etat français et la Société Baudin-Châteauneuf est en cours de conclusion.

voie et de 18 à 48 m pour les ponts à deux voies. Leurs caractéristiques dimensionnelles principales sont les suivantes :

|   |             |
|---|-------------|
| — Module de construction                  | 3,00 m      |
| — Hauteur des poutres porteuses latérales | 3,40 m      |
| — Largeur des voies entre guide-roues     |             |
| • Pont à une voie                         | 4,12/3,30 m |
| • Pont à deux voies                       | 6,60 m      |
| — Largeur entre glissières de sécurité    |             |
| • Pont à une voie                         | 4,32/3,50 m |
| • Pont à deux voies                       | 6,80 m      |

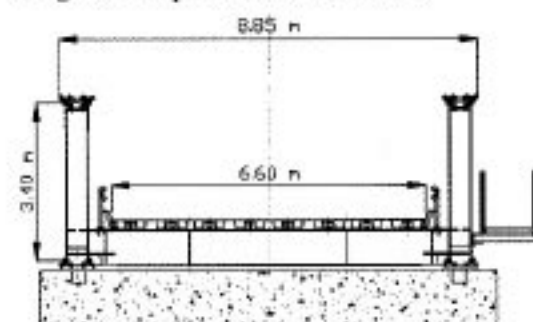


— Largeur hors tout (sans passerelle)

- Pont à une voie 6,32/5,50 m
- Pont à deux voies 8,80 m

Ces ouvrages apparaissent comme finalement composés des éléments suivants :

■ **deux poutres maîtresses.** L'assemblage des pièces élémentaires permet d'adapter la section aux efforts à transmettre. La nécessité d'obtenir des tranches de pièces parfaitement dressées et exemptes de défaut, en particulier pour les U, en raison des risques de fatigue, est une des obligations imposées au constructeur.



Les assemblages sont réalisés par boulonnage des pièces élémentaires sur les goussets principaux et sur les couvre-joints à l'aide de boulons. Les trous sont percés à un diamètre augmenté de 1,5 mm par rapport à celui du boulon, pour limiter les jeux au strict minimum. Les goussets principaux, de forme trapézoïdale, plaqués de part et d'autre des barres de treillis, sont constitués de tôles s'inscrivant approximativement dans un carré. Au droit des nœuds inférieurs, ils sont solidaires des abouts des pièces de pont. Au droit des nœuds supérieurs, ils sont munis de raidisseurs verticaux assurant la rigidité en torsion du nœud. La position théorique des perçages des groupes de boulons sur goussets et couvre-joint conduit à une contretraverse couvrant approximativement les effets du rattrapage des jeux et de la déformation sous charges permanentes.

■ **une série de pièces de pont.** Elles sont réalisées en profilés reconstitués soudés en acier, avec semelles de largeur 250 mm, épaisseur 25 mm pour deux voies et 15 mm pour une voie, et âme de 700 mm de hauteur pour deux voies et 640 mm de hauteur pour une voie. Elles assurent à la fois une fonction de support du platelage et, par effet de cadre, de maintien de la stabilité latérale des poutres maîtresses en milieu élastique. En semelle supérieure, le profil reçoit une série de cales en forme de U, soudées par cordons d'angle, à raison de deux par panneau de platelage, permettant de reprendre les dispositifs antisoulèvement et, pour l'une d'entre elles, d'assurer la butée transversale du panneau. Le profil U fait office de butée transversale et possède une partie centrale pleine, ajustée à l'échancrure correspondante du raidisseur d'appui des panneaux. L'encastrement des pièces de pont sur les poutres maîtresses Warren se fait par assemblage direct des goussets principaux sur les abouts des PRS, grugés et renforcés, afin de permettre le passage des membrures. Les tolérances de positionnement des goussets verticaux permettent le montage des diagonales en U. L'âme du PRS est, en outre, munie d'un raidisseur vertical, soudé par cordons d'angle, permettant d'effectuer toutes opérations de vérinage.

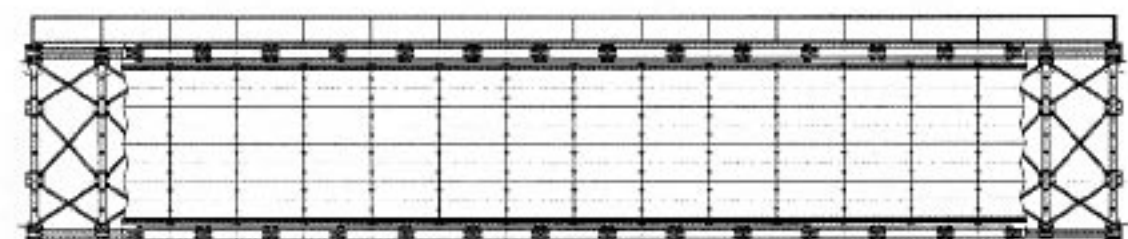
■ **un système de contreventement général.** Il stabilise le tablier vis-à-vis des efforts de vent transversal et de freinage longitudinal, par l'intermédiaire d'un contreventement horizontal général et d'un (ponts à une voie) ou 2 plans de contreventements verticaux (ponts à deux voies).

■ **un platelage.** Il est constitué de plaques élémentaires raidies de 1,65 m de largeur et 3 m de longueur, juxtaposées, à raison de 2 plaques, pour obtenir la chaussée minimale de 3,30 m des ponts à une voie, et à raison de 4 plaques, pour la chaussée de 6,60 m des ponts à deux voies. La tôle de roulement est réalisée

PROFIL EN LONG



VUE EN PLAN



Coupe transversale d'un ouvrage à deux voies de circulation (48 mètres)

Elevation et vue en plan du prototype de 48 mètres

en tôle lisse raidie par l'intermédiaire de 4 auges de forme trapézoïdale en tôle. Les panneaux de platelage sont appuyés sur les pièces de pont, par l'intermédiaire de raidisseurs d'about, en tôle, échancrés au droit des dispositifs antisculèvement.

■ **les appareils d'appuis.** Ils sont du type Néoprène fretté. Ces blocs sont placés entre 2 platines, sur chacune desquelles ils sont butés horizontalement, afin d'éviter leur cheminement. Les mouvements longitudinaux du pont, dus au freinage et à la dilatation, s'effectuent par distorsion de l'appui Néoprène, alors que les efforts transversaux, principalement dus au vent, sont repris par butée directe de deux cales solidaires de la platine supérieure, sur deux cales solidaires de la platine inférieure. Chaque appareil d'appui est livré en un seul lot, les plaques supérieures et inférieures étant solidarifiées, pour le transport, par 4 boulons.

■ **les passerelles latérales.** Les ponts peuvent recevoir, en encorbellement, une passerelle piéton de largeur 1 m, réalisée par module de 3 m, en acier.

■ **les accessoires de sécurité vis à vis de la circulation.** Les panneaux latéraux du platelage sont équipés de bute-roues, au dessus du platelage. Ces éléments sont constitués de profils en tôle pliée, en acier, formant costière. De part et d'autre du platelage sont installées des glissières souples en acier, supportées par des poteaux en acier, fixés sur les pièces de pont d'entraxe égal à 3 m. Le profil des éléments de glissement est de type A. Les éléments de glissement sont prévus pour pouvoir être prolongés, si nécessaire, en dehors du pont.

■ **les tolérances de base.** Les tolérances de base retenues ont été considérées comme acceptables car elles ont donné satisfaction sur

les ponts prototypes vis-à-vis des critères suivants :

- *facilité de réalisation*
- *facilité de montage*
- *comportement satisfaisant du platelage vis-à-vis de la circulation et en particulier du freinage.*

■ **la protection contre la corrosion.** Tous les éléments du pont reçoivent une protection par galvanisation à chaud après décapage chimique et fluxage conformément aux prescriptions du fascicule 56 du ministère de l'équipement, du logement, de l'aménagement du territoire et des transports «Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion- les catégories de structures étant classées de la manière suivante :

- *Catégorie 1*
  - *poutres maîtresses et moyens d'assemblages (goussets, couvre joint, etc.)*
  - *pièces de pont*
  - *platelage*
  - *contreventement*
- *Catégorie 2*
  - *passerelles*
  - *bute-roues*
  - *glissières de sécurité*

Ces revêtements permettent d'obtenir les garanties suivantes :

— *Garantie d'aspect*

5 ans pour la catégorie 1 et 4 ans pour la catégorie 2.

— *Garantie d'anticorrosion*

12 ans pour la catégorie 1 et 11 ans pour la catégorie 2. La galvanisation est conforme à la norme NF A 91-121.

## ACTIONS, HYPOTHÈSES ET MÉTHODES DE CALCULS

Les études ont été conduites sur la base des règlements français en vigueur à ce jour, complétés par le nouvel Eurocode 3 et les publications de la Convention Européenne de la Construction Métallique. Il a également été tenu compte des dispositions particulières édictées par les documents suivants :

- *Règles CM 66*
- *Garde-corps, glissières de sécurité : fascicule 3 du Setra,*
- *Publication n° 52 de la CECM - 2ème édition 1987*
- *GC 77 équipement des tabliers : fascicule 2 du Setra*

- *Bulletin technique n° 4 du Setra édition 1974, pour le dimensionnement des appareils d'appui en Néoprène fretté*
- *Normes Afnor*

## Charges à considérer

Les charges adoptées dans les calculs ont été les suivantes :

### ■ Charges routières.

#### 1. Actions verticales

Pour tous les types d'ouvrages : cas de charge A et B définis par le titre II fascicule 61 du CCTG. Pour les ouvrages à deux voies de 18 à 48 m de portée, sont pris en compte dans la

présente étude les engins de travaux publics indiqués ci-après :

- *Dumper Caterpillar D400D*
- *Dumper Caterpillar 769C*
- *Scraper 623E*
- *Enchyrd R35*

Le convoi le plus agressif (actions locales et actions globales) est celui donné par le Dumper Caterpillar 769C pour pont à deux voies seules, portées de 18 à 48 m.

## 2. Actions horizontales

Ces actions sont développées au niveau du platelage par les effets de freinage des véhicules, déterminés à partir du fascicule 61, titre II, pour les cas de charge A et B. Il n'a pas été tenu compte des effets de freinage des engins de travaux publics, dont la vitesse sera, si besoin est, à adapter à chaque cas. Ils sont supposés couverts par les hypothèses précédentes.

### ■ Charges climatiques.

Les actions prises en compte sont :

- *Action de la neige : fascicule 61, section II du titre IV*
- *Action du vent : NV 65 modifié 67*  
*Vent limite de montage 70 Km/h 25 daN/m<sup>2</sup>*  
*(bors coefficient de traînée)*
- *Action de la température : courte durée ± 36°*  
*longue durée ± 23°*

### ■ Charges d'exploitation.

Les charges à considérer sont celles du fascicule 61 titre II.

## Classe des ponts

Tous les ponts possèdent des glissières de sécurité latérales. Ils sont classés comme suit :

- *Pont à 1 voie : largeur chargeable*  
*1ère classe 2,50 m*
- *Pont à 2 voies : largeur chargeable*  
*1ère classe 2 x 2,9 = 5,80 m*

Le platelage est à considérer, seul, en 3ème classe en raison de son caractère provisoire.

## Fatigue

La prise en compte de la fatigue a été effectuée de la manière suivante :

## CONSTRUCTION ET ESSAIS DES PROTOTYPES DE 72 ET 48 M À UNE ET DEUX VOIES DE CIRCULATION

Un marché passé en 1993 avec la Société Framatec a confié à celle-ci la réalisation en atelier et la fourniture de tous les éléments métalliques constitutifs de la structure de 2 ponts consi-

- *pour les dalles de platelage considérées comme "l'élément consommable" du pont, soumises à des contrôles réguliers : pas de calculs spécifiques à la fatigue dont l'incidence est susceptible d'être compensée par le recours à des dispositions technologiques, et à des précautions de soudage qui en limitent ses effets*
- *pour les pièces de ponts et poutres maîtresses : recours à des dispositions technologiques propres à limiter les concentrations de contraintes, en se plaçant dans des configurations de détails au moins supérieures ou égales à la catégorie 70 selon la classification de l'Eurocode 3.*

## Le principe des vérifications

La vérification de chaque barre élémentaire, profil de base et renfort, a été effectuée conformément à l'article 16 du titre V, du fascicule 61 du CCTG, en considérant l'effort normal maximum et les moments secondaires associés en sortie des assemblages, avec l'effort critique d'Euler correspondant évalué par flambement Eulerien à l'aide d'un logiciel approprié. Il n'a pas été tenu compte des valeurs usuelles, plaçant en sécurité, des coefficients d'encastrement des barres vis-à-vis du flambement, y compris pour la première diagonale, fournis au commentaire 16.22 du titre V, ou bien à l'article 5222-11 des règles CM66, ces valeurs n'étant utilisées qu'au titre d'une simple vérification d'ordre de grandeur. Pour la vérification à la fatigue, les données de base du trafic moyen sont les suivantes :

- *60 poids lourds par heure pendant 12 heures par jour*
- *convoi type 2 essieux de 70 KN chacun possédant des roues jumelées représentant le train arrière d'un camion.*
- *durée de vie des structures porteuses fixée à 30 ans.*
- *durée de vie du platelage non imposée*
- *coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mf}$ , au sens de l'Eurocode 3, fixé à 1,25*
- *valeur de l'excentrement d'appui des platelages sur les pièces de pont réduite de moitié par rapport à la vérification à l'état élastique.*

dérés comme prototypes, ceci afin de mettre au point un processus industriel de fabrication, d'apporter, si besoin était, les modifications utiles à la parfaite adéquation des fournitures



entre elles et d'autre part d'affiner les procédures de montage des ouvrages. La fourniture des éléments, la construction des prototypes et les essais de ces derniers sur le site de Verneuil l'Étang en Seine et Marne, se sont déroulés d'octobre 1993 à fin avril 1994.

Peu de modifications ont été apportées aux pièces élémentaires et la construction des deux ouvrages, si ce n'est les vicissitudes rencontrées par l'entreprise au cours de la période indiquée plus haut, s'est déroulée sans aléas particuliers. La construction a validé la faisabilité des assemblages compte tenu des tolérances géométriques prévues. Les essais, dont le programme a été arrêté avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ont permis de confirmer, après mobilisation des jeux, que les contraintes mesurées au droit des sections critiques des poutres et des entretoises, étaient toujours inférieures ou au plus égales à celles obtenues par le calcul. Ces essais ont été réalisés pour partie par le Laboratoire Régional de l'Est Parisien, par la Société Assistance Ouvrages d'Art et par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

## CONCLUSION

La simplicité des pièces et de leur assemblage, le poids raisonnable des travées types, la vulgarité des matériaux employés contribuent à créer un produit parmi les plus économiques et sûre-

ment le plus performant qu'il est possible de trouver sur le marché du "pont provisoire".

AOA a été chargé des mesures de déformation de l'ouvrage de 48 m à deux voies pour les cas de charges statiques et dynamiques. Le comportement de l'ouvrage est apparu conforme à la théorie.

Le LCPC a évalué la durée de vie en fatigue des détails les plus sensibles de certains éléments de l'ouvrage de 48 m à deux voies. Les détails instrumentés montrent une durée de vie supérieure à 30 ans pour tout type de trafic et pour tout détail dont la classe considérée est au moins égale à 50. Il y a donc compatibilité entre ce matériel et l'usage auquel il est destiné.

Le LREP a procédé pour le pont prototype de 72 m à une voie aux essais de tassements d'appareil d'appui, de freinage à 5 et 30 km/h, aux flèches sous chargement dynamique à 5 et 30 km/h, aux mesures de rotation sur appui lors de chargements statiques. Le comportement obtenu est conforme à la théorie. Dans le cas du 72 m, la flèche résiduelle à vide après rattrapage des jeux étant de l'ordre de 65 mm, il a paru nécessaire de modifier la géométrie des perçages des trous d'assemblage des goussets et des barres afin que subsiste, à vide, une légère contreflèche.

### FRANZI Jean-Pierre

EDT/PCA - Chef du  
Centre National des Ponts  
de Secours  
Tél. (1) 64.43.55.35

Le prototype de 48  
mètres sur le site de  
Verneuil l'étang



# Utilisation des bétons de sable

## Comblement de cavités sous pile de pont

**Le patrimoine d'Ouvrages d'Art franchissant nos cours d'eau vieillit et subit les ravages de l'eau. L'eau par érosion approfondit le lit de nos rivières ; les fondations des ouvrages ne reposent plus alors sur le substratum, mais sur les alluvions qui viennent combler l'espace entre la base de la fondation et le substratum.**

Cette situation devient très préjudiciable lors des crues, lorsque le courant peut emporter ces alluvions ; la base de la pile n'est plus entièrement au contact du sol, la périphérie est suspendue. Ce phénomène met bien entendu l'ouvrage en péril, la capacité portante de la fondation étant calculée sous l'hypothèse d'un contact de toute la surface avec le substratum. C'est pour rechercher ce type de désordres que l'Instruction Technique de 1979 pour la Surveillance et l'Entretien du Patrimoine Ouvrages d'Art, impose des visites subaquatiques périodiques des fondations des ouvrages en rivière. Ces visites sont réalisées par des plongeurs spécialisés capables d'alerter le Maître d'Ouvrage en cas d'affouillements constatés. Le Maître d'Ouvrage doit alors, plus ou moins rapidement suivant la gravité des désordres, faire procéder à une réparation laquelle consiste à assurer à la pile "malade" une assise confortable au substratum.

De nombreux ouvrages ont ainsi été réparés au cours du temps en réalisant des corsets de béton autour des piles, ceux-ci devant être fondés sur le substratum. Ces corsets étaient réalisés en eau ou après mise à sec de la pile, après avoir dégagé les alluvions entourant la fondation et à l'abri d'un coffrage perdu (palplanches ou palfeuilles) ou récupéré (bois). Les visites réalisées ces dernières années ont permis de constater que les confortements effectués par le passé n'étaient souvent pas fiables. Les affouillements se reproduisent sous les confortements, ceux-ci devenant alors



Pont de Saint  
Martory

uniquement des surcharges de poids pour les piles.

Les défaillances de ces réparations proviennent de l'utilisation d'un matériau béton inadapté (souvent de consistance trop ferme), ne pénétrant pas dans les petites cavités et d'un ancrage insuffisant du corset dans le substratum.

La Cellule Départementale d'Ouvrages d'Art (C.D.O.A.) de la Direction Départementale de l'Équipement de la Haute-Garonne est chargée de la surveillance et de l'entretien du Patrimoine Ouvrages d'Art (nationaux et départementaux) du département. C'est à ce titre, qu'alertée par des rapports de visite subaquatiques relevant des affouillements à la base de deux ouvrages maçonnerie, elle a fait réaliser des réparations de fondations.

### RD 60 F - Pont de Castagnède sur le Salat

Cet ouvrage est un pont en maçonnerie de pierres, construit entre 1862 et 1867, composé de 5 voûtes en anse de panier de 12.00 m d'ouverture reposant sur 4 piles en rivière de 2.00 m de large. Les fondations sont superficielles sur le rocher. Il supporte la route départementale 60 F, reliant la commune haut-garonnaise de Castagnède à la commune ariégeoise de Labastide. Il franchit le Salat au régime très influencé par la proximité des bassins versants des vallées Saint Gironnaises, et régulé par des petits barrages alimentant des unités de production hydroélectriques. Une visite approfondie avec dégagement ponctuel des massifs de fondation des 4 piles a permis de découvrir des massifs constitués de lits de

## Techniques particulières

moellons équarris et de pierres, le lit inférieur étant affouillé. Ces affouillements atteignaient les dimensions suivantes :

- *P1 amont* : profondeur moyenne 0,50 m  
Avant bec : hauteur moyenne 0,15 m
- *P3 amont* : profondeur moyenne 0,50 m  
Avant bec : hauteur moyenne 0,25 m
- *P4 amont* : profondeur moyenne 0,55 m  
Avant bec : hauteur moyenne 0,20 m

L'ensemble des massifs de fondations présentait des disjoints importants de la maçonnerie. Sans mettre en doute la stabilité des appuis à court terme, les désordres observés nécessitaient l'application de travaux d'entretien : reprise des joints, reconstitution et protection de l'interface maçonnerie/horizon rocheux. La C.D.O.A., avec l'aide de la Division Ouvrages d'Art du Centre d'Etudes Techniques du Sud Ouest, a établi un projet de réparation, puis un dossier de consultation des entreprises afin de réaliser les travaux. Le financement était assuré par le Conseil Général de la Haute-Garonne, Maître d'Ouvrage.

Les travaux comprenaient :

- la mise à sec de l'ouvrage par demi-rivière à l'aide de batardaux en terre,
- le déblaiement autour des appuis consistant à dégager les alluvions, atterrissements ou enrochements à leur base jusqu'au substratum rocheux et destiné à la reconnaissance à sec des désordres,
- le nettoyage des fonds d'affouillements pour obtenir un support sain (maçonnerie substratum),
- la pose de canules en attente en fond d'affouillement,
- le coffrage et coulage en charge du béton de sable de bourrage,
- le nettoyage et rejointoiement préalables en profondeur des maçonneries à ceinturer,
- la réalisation d'une saignée dans le rocher pour permettre l'enclassement du ceinturage dans le substratum,
- le coffrage latéral et périphérique, le ferrailage et coulage du béton,
- le clavage du béton de bourrage par injection de coulis au travers des canules en attente.

Les travaux ont été confiés à l'entreprise COMMENGES sous la maîtrise d'œuvre de la subdivision territoriale de l'équipement de SALIES DU SALAT, le béton étant fourni par la centrale PYRENEES BETON du groupe TARMAC. Dans le cadre du projet national de développement du béton de sable, l'Association SABLOCRETE a souhaité que l'utilisation du béton de sable dans le confortement des

appuis du pont de Castagnède, soit l'objet d'une opération "pilote". C'est à ce titre qu'elle a confié au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse une mission comprenant :

- la formulation du béton de sable,
- le suivi des bétonnages,
- des essais sur béton frais et béton durci.

Les travaux se sont déroulés entre juin et octobre 1991. La formulation établie par le Laboratoire de TOULOUSE et SABLOCRETE était la suivante :

|   |                |
|---|----------------|
| 1. Ciment CLK 45 (du fait de l'agressivité de l'eau du Salat) : | 370 kg         |
| 2. Filler :   | 12 kg          |
| 3. Sable 0/5 :  | 1700 kg        |
| 4. Eau :  | 175 l          |
| 5. Superplastifiant :   | 2 % ciment     |
| 6. Retardateur de prise :                                       | 0,03 % ciment. |

Le premier bétonnage d'un volume de 6 m<sup>3</sup> a eu lieu le 25 juillet 91 ; le béton était livré par quantité de 2 m<sup>3</sup> et mis en œuvre à la benne portée par une grue. La maîtrise d'œuvre a pu constater que le béton se mettait particulièrement bien en place par gravité, un simple coup de vibreur achevait sa mise en œuvre. L'aspect du béton après décoffrage s'est avéré tout à fait satisfaisant. Les résultats des essais sur éprouvettes donnaient une valeur moyenne de 29,8 MPa à 28 jours. Les valeurs des affaissements au cône étaient de 17 ou 20 à l'arrivée sur le chantier et de 16 une heure après.

Le second bétonnage d'un volume de 5 m<sup>3</sup> a eu lieu le 10 octobre 91 avec une mise en œuvre à la pompe. La mise en œuvre a été très facile ; la constatation d'un ressuage sur le béton de la première toupie a amené le laboratoire à réduire l'eau. Le béton des seconde et troisième toupies a alors présenté un remarquable onctuosité se fluidifiant facilement par piquage ou vibration. L'affaissement au cône était de 22 à l'arrivée et 1 heure après.

Les résultats des essais sur éprouvette ont donné une valeur moyenne de 29 MPa à 28 jours. Les travaux de confortement se sont poursuivis par le ceinturage et les injections de clavage à l'aide des canules laissées en attente. La faible quantité de coulis mise en œuvre permet d'affirmer que le béton de sable a parfaitement rempli les affouillements entre le rocher et la maçonnerie. Le Maître d'Œuvre est satisfait du béton de sable dans l'utilisation qu'il en a faite pour le pont de Castagnède, sa mise en œuvre a été appréciée par l'entreprise



(coulage en charge avec des affaissements au cône supérieur à 16).

Après cette expérience, la C.D.O.A. a conclu qu'elle pourrait renouveler l'utilisation de béton de sable pour le bourrage de cavités et même s'affranchir des injections de clavage finale. L'utilisation du béton de sable pour le ceinturage complet ne sera possible que lorsque des études sur la tenue dans le temps du béton de sable à l'érosion auront abouti positivement.

## RD 117 - Pont de Saint Martory

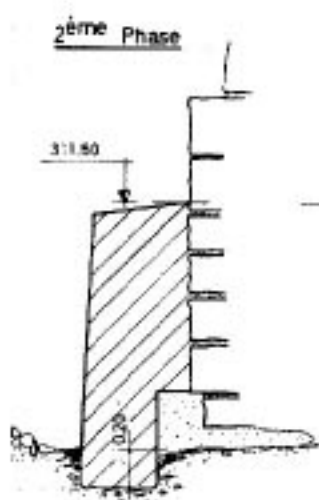
Cet ouvrage, inscrit à l'inventaire supplémentaire des Monuments Historiques, est un pont en maçonnerie de pierre de taille construit entre 1724 et 1727. Il est composé de trois arches plein cintre pour une longueur totale de 65,00 m et permet à la route départementale 117 de franchir la Garonne et de relier la route nationale 117 à la future autoroute A 64. Au droit du franchissement la Garonne, d'un régime "semi-torrentiel", est régulée par des ouvrages de retenues influençant les débits, vitesses d'écoulement et hauteurs d'eau. Le dossier de l'ouvrage rapporte un confortement des fondations par ceinturage béton réalisé en 1967. En 1990, la C.D.O.A. fait réaliser une visite approfondie subaquatique sur les 2 piles et les 2 culées du pont. Cette visite a été réalisée avec dégagement ponctuel. Les résultats de cette visite sont les suivants :

- *Pile n° 1 : appui en maçonnerie de pierres de taille muni d'un corsetage en béton de ciment coffré (largeur : 50 cm). Le corset dont la hauteur de retombée varie entre 1,50 m et 2,30 m, est affouillé en de nombreux points, laissant apparaître au fond des désordres, le nu du prolongement de l'appareillage du fût d'origine.*
- *Pile n° 2 : de même nature que la pile n° 1.*

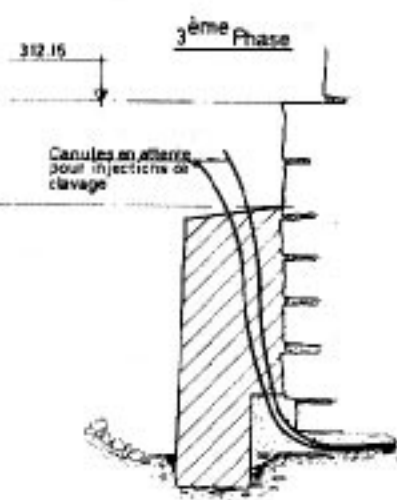
La retombée du voile béton présente des anomalies et dommages dus à une dégradation ou insuffisance de liant. Sur la face latérale gauche le voile béton est affouillé en de nombreux points. L'ouverture des désordres varie de 20 à 70 cm avec des profondeurs égales à l'épaisseur du voile (50 cm) sauf en un point où le désordre provoque une cavité dans le rocher qui pénètre d'au moins 1 m sous l'emprise de la pile. Au vue de ces désordres pouvant mettre en péril la stabilité des appuis, la C.D.O.A. a mis au point un projet de réparation après avoir fait réaliser des sondages dans les piles en deux points afin de déter-



- 1<sup>ère</sup> Phase :**
- Après déblaiement sur 1,00 autour de la pile
  - Nettoyage du fond d'affouillement
  - Coffrage.
  - Coulage en charge du béton de sable de bourrage.



Décaissement complémentaire du rocher sur 20cm  
- Coffrage et coulage béton de ceinture par plots.



Injection de coulis de clavage par l'intermédiaire de canules en attente

miner la nature du matériau de remplissage des piles et la cote du substratum. Deux contraintes rendaient l'élaboration du projet difficile :

- *l'impossibilité de mettre les piles hors d'eau, les hauteurs étant trop importantes,*
- *la nécessité de limiter l'emprise du nouveau confortement, la largeur des piles étant déjà importante, pour ne pas perturber l'écoulement hydraulique.*

Après études, la C.D.O.A. a choisi de travailler en eau et de réaliser un ceinturage par des palplanches métalliques, l'espace entre le rideau et le parement de la pile étant comblé par du béton immergé. Le projet de réparation a fait l'objet d'un dossier de consultation des entreprises après appel de candidatures visant à retenir des entreprises aptes à réaliser des travaux immergés. Les travaux, financés par le Conseil Général de la Haute-Garonne, Maître

Principe général du renforcement en pied de pile dans le cas d'affouillement



Fort de Saint  
Aarroy

d'Ouvrage, comprenaient, par pile et en quatre phases :

- *Enlèvement des alluvions et envrochements*
- *Exécution d'une saignée dans le rocher à l'emplacement du rideau*
- *Nettoyage des cavités à la base des fûts de pile et purge du parement béton désagrégé*
- *Pose des palplanches tenues en pied par des crosses d'ancrage et en tête par des tirants dans la maçonnerie*
- *Réalisation d'un solin de butée en pied de palplanches*
- *Bétonnage entre les palplanches et le parement de la pile*
- *Injection de clavage*
- *Coffrage, ferrailage et bétonnage de l'entablement béton.*

Le dossier de consultation prévoyait l'utilisation d'un béton B25 immergé avec 400 kg CPJ 45 ou CLK 45 (suivant l'agressivité de l'eau) et adjuvant anti-délavage. Le marché a été attribué à l'entreprise SOGETRAM avec PYRENEES BETON en tant que fournisseur de béton. Les travaux se sont déroulés entre novembre 91 et mars 92.

Lors des travaux, l'analyse de l'eau a montré que le CLK 45 n'était pas indispensable. Lors du choix de la formulation de béton, l'équipe de Maîtrise d'Œuvre (C.D.O.A. et L.R.P.C. de TOULOUSE) et l'entreprise ont défini certains critères :

- *le béton devait remplir le mieux possible les cavités sous l'ancien confortement et la maçonnerie,*
- *le béton devait pouvoir être mis en œuvre à la pompe depuis le dessus de l'ouvrage (environ 50 m de pompage),*
- *le béton devait présenter un faible délavage dans l'eau,*
- *le béton devait avoir une caractéristique mécanique de 25 MPa à 28 jours.*

Fort de l'expérience satisfaisante sur le pont de Castagnède, le L.R.P.C. de TOULOUSE a proposé au Maître d'Œuvre d'utiliser un béton de sable sous réserve que des convenances réalisées dans les conditions de chantier soient concluantes.

Le Maître d'Œuvre a demandé à l'entreprise de fournir une proposition de prix en terme de plus-value par rapport au prix de béton B25 classique. Il s'est avéré que celle-ci ne dépassait pas la plus-value pour utilisation de CLK 45 (123 F le m cube). Le montant du marché n'étant pas remis en cause, le choix s'est porté vers l'utilisation pour la première fois, d'un **béton de sable immergé**. La formulation a été établie par le L.R.P.C. de TOULOUSE en collaboration avec le fournisseur de béton puis testée lors de convenances. La composition était la suivante :

|                                       |         |
|---------------------------------------|---------|
| 1. <i>Ciment CPJ 45 R :</i>           | 400 Kg  |
| 2. <i>Sables alluvionnaires 0/5 :</i> | 1700 Kg |
| 3. <i>Filler calcaire :</i>           | 90 kg   |

4. Eau : 190 l  
 5. Superplastifiant  
 6. Retardateur de prise \*  
 7. Silices microniques pour réduire le délavage (proposées par le fournisseur de béton mais non imposées par le Maître d'Œuvre).

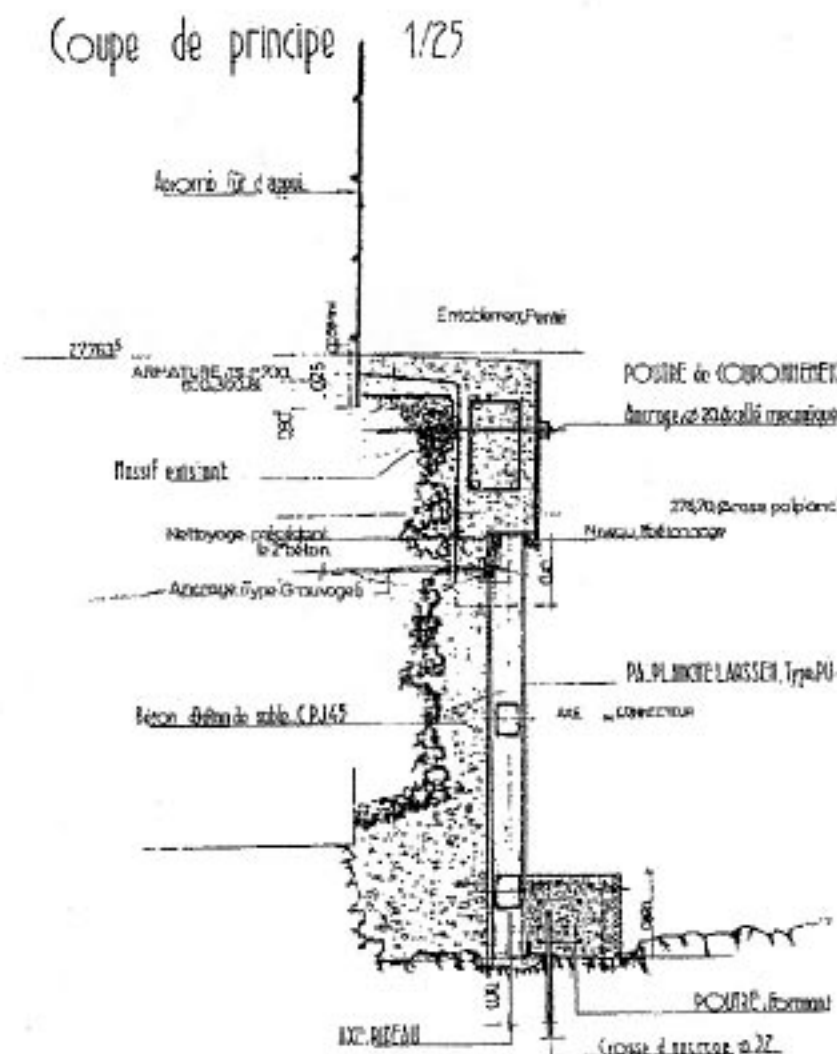
Dans le cadre du Projet National de Recherches-développement SABLOCRETE, le L.R.P.C. de TOULOUSE a assuré le suivi et la mise en œuvre du béton de sable immergé. La mise en œuvre a été particulièrement satisfaisante et appréciée de l'entreprise et du Maître d'Œuvre pour différentes raisons. La quantité totale de béton était de 100 m<sup>3</sup>, elle a été mise en œuvre en 5 phases. À chaque bétonnage, le béton a été mis en œuvre sans difficulté par pompage depuis le dessus de l'ouvrage ; une toupie de 7 m<sup>3</sup> était vidée en moins de 15 minutes. L'affaissement au cône était en moyenne de 20 cm sur le chantier.

Ainsi, du fait d'une excellente maniabilité, le béton se mettait en place tout seul dans l'espace entre le parement de la pile et le rideau de palplanches. L'intervention des plongeurs fut très réduite ; ils n'avaient pas besoin de déplacer le tube plongeur pour remplir l'espace de béton, celui-ci migrait seul autour de la pile. Le délavage du béton était quasiment nul à la satisfaction du Maître d'Œuvre et de l'Association des Pêcheurs !

Enfin les résultats des essais ont été satisfaisants puisqu'ils ont donné une résistance mécanique moyenne de 25 MPa à 28 jours et de 32 MPa à 90 jours. Les travaux se sont poursuivis par les injections du cœur des maçonneries de piles et de clavage. Ces dernières, par la faible quantité de coulis mis en

## CONCLUSION

Les deux expériences menées par la C.D.O.A. sur les ponts de Castagnède et Saint Martory, ont été satisfaisantes. Le béton de sable s'est révélé être, dans les deux cas, un matériau adapté pour remplir parfaitement les cavités de petites dimensions et non accessibles. Les réparations effectuées devraient présenter de bonnes garanties dans le temps du fait d'un ancrage dans le substratum de corsetage et d'un remplissage parfait des vides : l'assise sur



œuvre, ont prouvé que le béton de sable avait parfaitement bien rempli les vides sous l'ancien confortement et la maçonnerie de la pile.

le rocher est parfaitement bien réalisée. Ainsi pour un surcoût faible, la C.D.O.A. a réalisé pour le compte du Conseil Général de la Haute Garonne, des réparations efficaces et durables, réalisées dans des bonnes conditions, le matériau béton de sable se mettant en œuvre très facilement. La tenue à l'érosion devra toutefois être confirmée par l'expérience.

Véronique LE MESTRE ■

LE MESTRE

Véronique

ITP3

DDP de Haute-Garonne

Cellule Ouvrages d'Art

Tel. 61.58.62.36





Vue générale de l'ouvrage en construction : avant-bec

Réglementation, calculs

# Viaduc de DRANCY

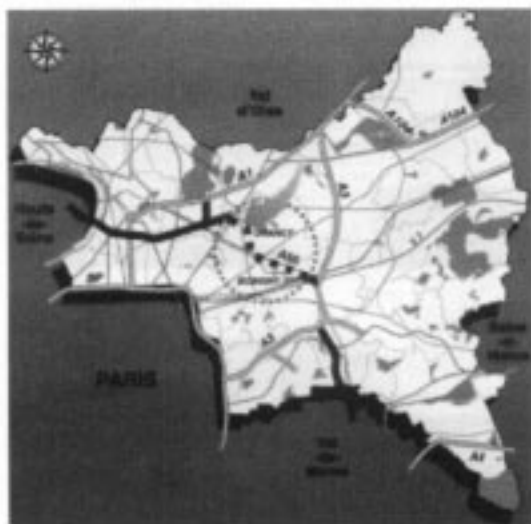
## Étude de poussage

### GÉNÉRALITÉS

Dernier tronçon permettant le bouclage de l'A 86 au Nord-Est de Paris dans le département de la Seine-Saint-Denis, la section allant de la RD 114 à la Courneuve jusqu'au pont Repiquet à Bobigny est en cours de construction et devrait permettre d'améliorer enfin la circulation dans cette région à partir de 1997.

Après avoir franchi la RN 2, l'autoroute A 86 doit passer au-dessus d'un faisceau de voies ferrées sur la ligne de "grande ceinture" de la SNCF, avant de la longer puis de s'en écarter pour rejoindre le tronçon déjà existant du côté de Bobigny, au moyen de nombreuses tranchées couvertes.

Le franchissement des voies se fait par l'intermédiaire d'un grand viaduc courbe à deux tabliers, comportant chacun trois voies de cir-



circulation compte tenu du trafic attendu pour l'A 86 (40 000 véhicules/jour).

### CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

Cet ouvrage comporte deux tabliers séparés en béton précontraint, construits par poussage. Ils portent chacun un sens de circulation. Le tablier Sud a une longueur de 335,45 m répartie en six travées de:

*45,14 - 53,03 - 59,92 - 59,92 - 56,71 - 50,73 m*

Le tablier Nord d'une longueur totale de 338,08 m comprend sept travées de:

*41,59 - 48,93 - 44,67 - 45,55 - 54,42 - 55,27 - 47,65 m*

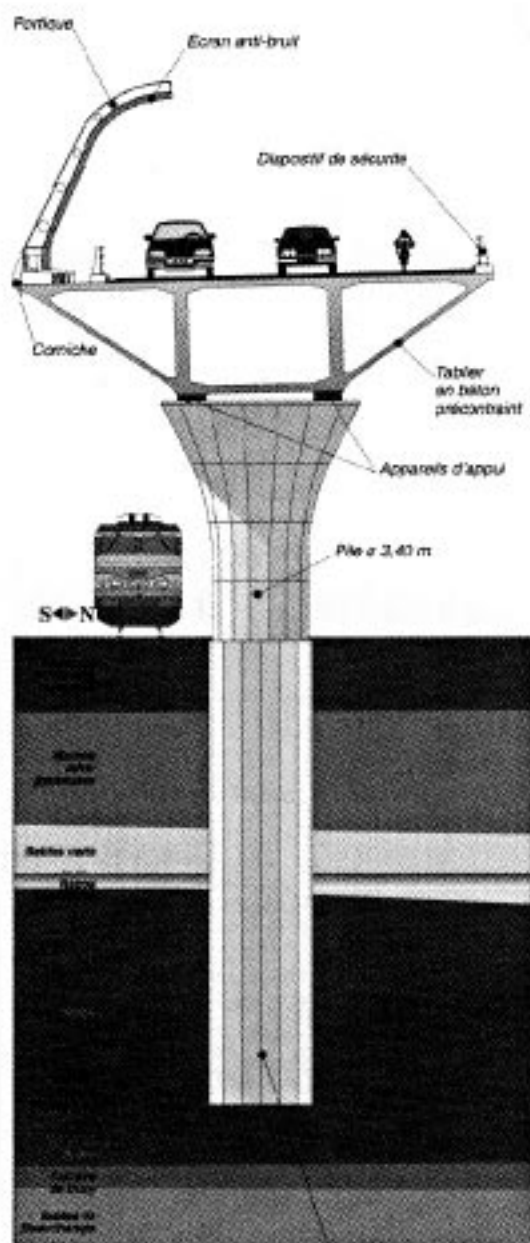
Ces portées et ce nombre de travées différentes entre les deux tabliers sont justifiés par la présence d'un important faisceau de voies SNCF sous l'ouvrage. L'axe de l'autoroute est courbe en plan, selon un rayon constant de 442,50 m. En élévation, le profil en long comporte un cercle de 6000 m de rayon dont le point haut se situe vers le milieu de l'ouvrage. Les tabliers recoupent donc les voies ferrées selon des biais systématiquement différents les uns des autres. Les protections phoniques sont très importantes et se composent, au Sud, d'un écran ouvert, et au Nord, d'une couver-

ture complète sur presque la moitié du tablier, complété par un écran de chaque côté du tablier sur l'autre partie. C'est ce qui impose des largeurs différentes des tabliers.

Le tablier Sud a une largeur de 16,80 m hors tout, et porte une chaussée à trois voies de 10,50 m de largeur totale encadrée par une bande dérasée de gauche de 0,70 m et une bande d'arrêt d'urgence de 2,00 mètres. Du côté extérieur, une largeur de 0,70 m, située derrière la barrière, fait office de passage de service et de dispositif d'évacuation des eaux.

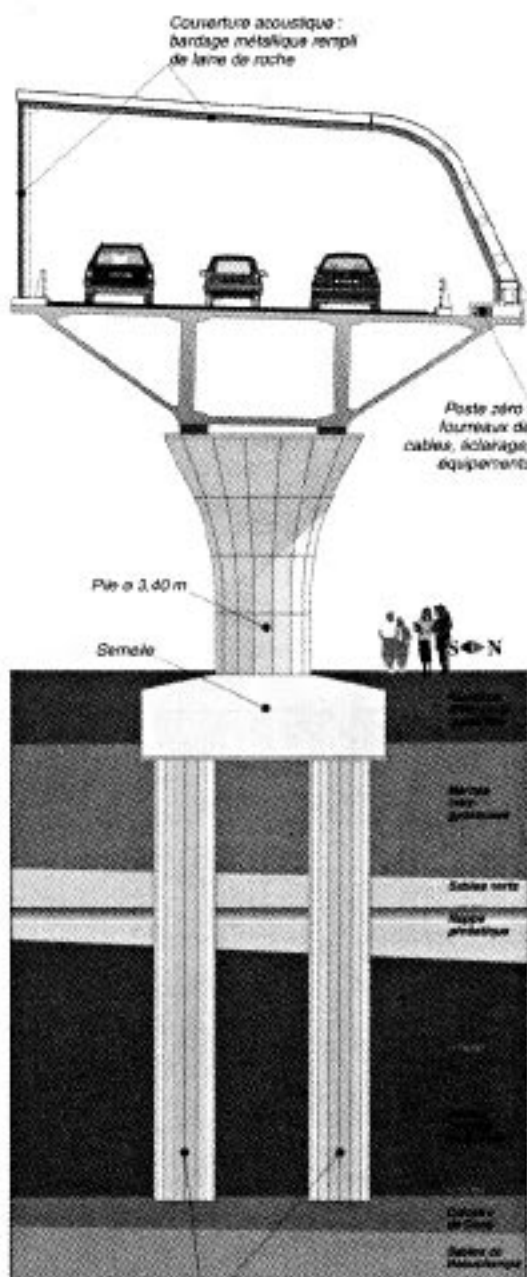
Le tablier Nord, dont le profil transversal fonctionnel est identique, est légèrement plus large pour porter les poteaux de la couverture complète. Chaque tablier est un caisson à trois alvéoles de 4,00 m de hauteur. Il comporte deux âmes verticales de 0,50 m d'épaisseur, et deux voiles latéraux inclinés de 0,16 m d'épaisseur. Le hourdis supérieur est d'une épaisseur de 0,23 m et le hourdis inférieur de

## TABLIER SUD

Puits "marocain" ø 3,70 m  
(foré manuellement)

0,25 m. Les tabliers s'appuient sur des piles à fût unique de 3,40 m de diamètre s'évasant en forme de corolle en tête pour disposer les appareils d'appui. Ces piles sont fondées, soit sur des puits "marocains" de 3,70 m de diamètre pour les piles situées près ou entre les voies SNCF, et sur quatre pieux de 2,20 m de diamètre, forés à la boue et réunis par une semelle, pour les autres piles. Ces fondations s'ancrent dans le substratum calcaire, dit de "Dacy", à une profondeur variant entre 13 et 18 m. Le tablier est construit par poussage de

## TABLIER NORD

Pieux ø 2,20 m  
(forcés à la boue, réunis par une semelle)

trçons correspondant en moyenne à une demi-travée. Les joints entre deux tronçons successifs sont placés systématiquement à 15,00 m de part et d'autre des sections sur appuis définitifs. Le rythme d'avancement est d'un tronçon tous les quinze jours en période normale.

La précontrainte retenue est constituée d'unités importantes (19 T15) et comporte une partie de câbles rectilignes, pour la plupart intérieurs au béton, complétés par des câbles ondulés extérieurs, croisés entre câbles provi-

soires et définitifs. Les câbles sont ancrés au droit des déviateurs pour les câbles de poussage rectilignes, et sur les voussoirs sur piles pour les câbles ondulés. Ils règnent générale-

ment sur deux tronçons pour les câbles droits, et sur deux travées pour les câbles ondulés. De cette manière, on n'ancre pas tous les câbles dans la même section.

## CALCUL DES TABLIERS

Nous ne parlerons pas ici des différentes étapes de mise au point du projet de franchissement, ou des travaux d'exécution de l'ouvrage, qui feront l'objet d'autres articles, mais nous présenterons les calculs du projet d'exécution et en particulier, les calculs de la structure en cours de poussage. Le calcul de l'ouvrage, dans sa position définitive, ne présente pas d'originalité par rapport aux autres ouvrages, alors que le poussage est plus complexe et pose plus de problèmes auxquels les règlements ne répondent pas de manière précise.

La particularité des ponts poussés est liée à la grande raideur qu'ils présentent par rapport aux portées. Sans entamer un développement complet sur les ouvrages poussés, rappelons rapidement leur principe constructif :

- on construit à terre, des tronçons de tablier que l'on va déplacer vers leur position définitive, au moyen de dispositifs de poussage ;

- la zone de construction des tronçons est constituée d'une longrine continue, ou bien d'appuis discontinus, placés en arrière d'une des culées (pour le poussage d'un seul côté),
- pour diminuer les efforts au cours du poussage, on utilise un avant-bec métallique beaucoup plus léger que le tablier en béton.

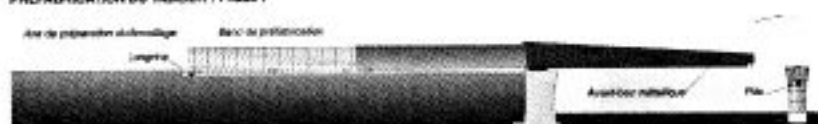
### Spécificité des ouvrages poussés

#### ■ Dénivellations longitudinales

Dans le cas du viaduc de Drancy, l'aire de pré-fabrication comporte une longrine continue d'une cinquantaine de mètres de longueur, située à environ 15 m en arrière de la culée ouest. La hauteur du caisson est de 4,00 m, ce qui représente un élanement modéré, mais classique pour un ouvrage poussé aussi large, égal au 1/15 pour les grandes portées d'environ 60 m. Pour la travée de rive, cet élanement tombe déjà à 1/11, mais devient

Cinématique de construction - phasage d'exécution

PROFABRICATION DU TABLIER : Phase 1



PREFABRICATION DU TABLIER : Phase 2



POUSSAGE DU TABLIER



PREFABRICATION DU TABLIER ...



POUSSAGE DU TABLIER ...





voisin du 1/4 pour la "travée" située entre le banc de préfabrication et la culée.

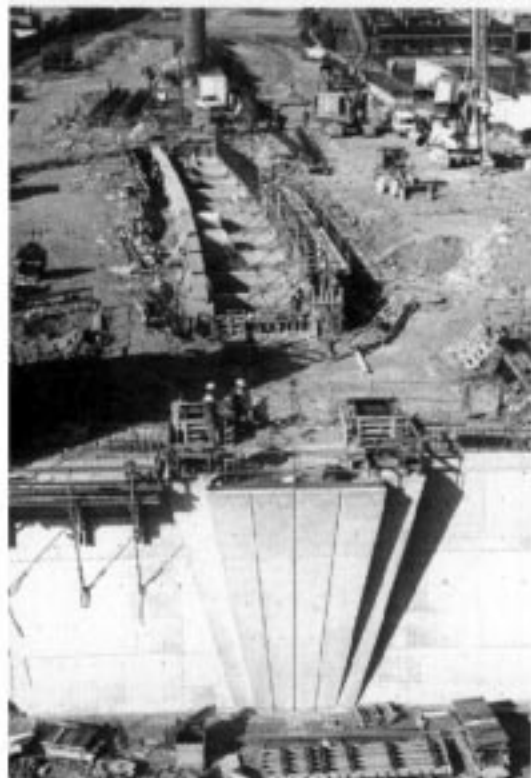
L'influence des imperfections géométriques, ou les déformations dues à la précontrainte (si elle n'est pas centrée), ou au gradient thermique, conduisent à des efforts importants en raison de cette très grande raideur de l'ouvrage. Il est donc indispensable d'estimer ces déformations, et d'en tenir compte dans les efforts appliqués à la structure en cours de poussage. En revanche, le tablier est beaucoup moins sensible à ces imperfections dans les grandes travées.

Dans un ouvrage à travées continues identiques, de hauteur constante, le moment de flexion sur appui peut être évalué, en appelant  $\Delta z$  la dénivellation entre deux appuis successifs:

$$M_i = k \frac{EI}{l^2} \Delta z$$

Ceci montre bien que lorsque l'on passe de 60 à 15 m, c'est à dire de la grande travée à la travée en arrière de la culée, les efforts sont multipliés par seize !

Autre aspect du problème des ponts poussés, si l'on considère - très grossièrement - que l'inertie est une fonction du carré de la hauteur du tablier (en général, c'est plutôt une fonction en  $h^{3/2}$ ),



on obtient:  $M_i = K \frac{h^2}{l^2} \Delta z$  et en rappelant que

l'élanement est défini par  $\lambda = \frac{h}{l}$  on aboutit à la

forme:  $M_i = K \lambda^2 \Delta z$

qui montre également que le moment croît comme le carré de l'élanement.

On peut donner un dernier exemple de cette grande raideur en signalant que le gradient thermique de 12 °C donne un moment de flexion supérieur de plus de 50 % à celui de la surcharge routière (en travée).

#### ■ Décollements d'appui

Par ailleurs, cette grande raideur peut entraîner, lorsque les appuis sont rapprochés, un décollement du tablier par rapport à ses appuis. Le poids propre de la structure n'est alors pas capable de "recoller" le tablier sur les appuis pour compenser la déformation considérée (géométrie, gradient, etc.).

Les programmes de calculs classiques disposent généralement d'appuis dont on peut libérer une composante (déplacement ou rotation), mais ces appuis fonctionnent dans les deux sens pour la composante restée bloquée (effort de signe positif ou négatif). Dans le cas des appuis réels d'ouvrage, les appareils d'appui peuvent transmettre une réaction dans un sens (dirigée verticalement vers le haut), mais pas dans l'autre; l'ouvrage décolle de l'appui.

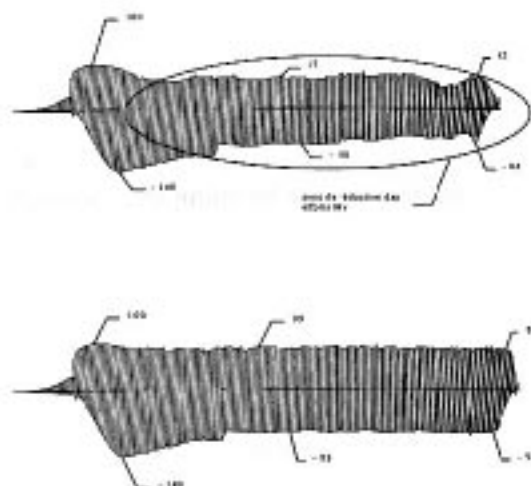
Si l'on ne prend pas en compte cette particularité, les efforts que l'on trouve dans la structure sont faux, et fortement, en raison de

Longrine de  
poussage et  
avant-bec

Longrine de  
poussage  
culée CO

l'élanement de la poutre par rapport à la distance entre deux appuis comme on l'a montré précédemment.

Après bien des difficultés, Pierre Peyrac a mis au point un appui d'un tel type dans le programme concerné. Même la vérification pas à pas fût plutôt ardue, en raison du grand nombre de combinaisons possibles à prendre en compte en fonction du nombre d'appuis considérés sur la longrine de poussage. En effet, lorsque le calcul fait apparaître des réactions négatives, il faut supprimer l'appui "le plus négatif", et lui seul, avant de recalculer la structure dans son nouvel état. Si l'on trouve de nouveau des réactions négatives, le cycle recommence en ayant soin, bien évidemment, de vérifier que les précédents appuis supprimés ne sont pas à recoller au tablier. A titre d'exemple, le calcul de Drancy comporte, en moyenne, une vingtaine d'itérations pour chaque pas de poussage. Le temps de calcul s'en ressent fortement. Les différences entre les deux calculs sont notables, en particulier dans la zone arrière de l'ouvrage, où se fait sentir justement l'influence de cette longrine. La figure ci-dessous l'indique bien.



Il suffit d'indiquer que, sous la combinaison rare des différentes actions, l'arrière du tablier peut décoller jusqu'à une distance de près de 33 m, alors que la longrine de poussage commence à 15 m en arrière de la culée.

### ■ Dénivellation transversale

Les tabliers que l'on pousse sont, dans leur très grande majorité, des caissons. Or un caisson présente une très forte rigidité de torsion comparativement aux ouvrages à poutres. Dans le cas du viaduc de Drancy, il s'agit même d'un caisson à trois alvéoles en raison de sa grande largeur. En conséquence, ce sont des ouvrages

très sensibles, également, aux dénivellations transversales.

Ici encore, autant que pour les dénivellations longitudinales, on risque d'observer des décollements d'appuis, ce que les calculs comportant des appuis classiques ne pourront modéliser. Les efforts de torsion peuvent en être augmenté (dans le cas d'appuis classiques), et le cisaillement correspondant sera plus élevé que dans l'ouvrage réel. Il est important de prendre en compte la souplesse des appuis au regard de la raideur du caisson. Dans le cas de notre ouvrage, les piles étant constituées d'un fût unique, et certaines piles étant fondées sur un puits unique également, la dénivellation transversale qui correspond à une rotation de la poutre, rotation d'axe longitudinal, voit son effet réduit de moitié par rapport à l'hypothèse ne tenant pas compte de cette souplesse.

### ■ Modélisation du viaduc de Drancy

L'ouvrage de Drancy comporte deux tabliers, dont le nombre de travées, et les portées elles-mêmes, sont différents ainsi que leur largeur. Il s'agit donc de deux ouvrages indépendants qui ont, bien entendu, fait l'objet de deux calculs complets. Cependant, les deux modèles sont analogues et nous décrivons le principe commun de modélisation de ces ouvrages. Le programme utilisé est un calculateur à barres, dans lequel les appuis ne peuvent se situer qu'au droit d'un nœud du modèle, de manière tout à fait classique. Le découpage de la structure en est donc conditionné puisqu'il faut trouver un dénominateur commun pour toutes les travées, y compris pour la travée d'approche située en arrière de la culée. Sur le banc de poussage, la longrine continue est modélisée par une succession d'appuis rapprochés, dont le pas correspond au dénominateur commun évoqué ci-dessus.

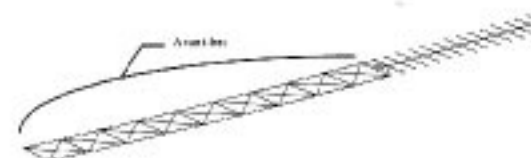
Puisque les portées des travées sont des données fixes, des approximations sont nécessaires, et un compromis doit être trouvé entre un pas suffisamment précis, et des temps de calcul et des volumes de données - et surtout, de résultats - raisonnables. Pour le viaduc nord, par exemple, le pas de découpage a été fixé à 1,50 m, ce qui entraîne une erreur maximum sur les portées de 0,60 m environ. L'ouvrage a été modélisé avec ses courbures en plan et en élévation, en modèle spatial. Il est à noter qu'il a une courbure en plan prononcée (rayon d'environ 400 m). Le tablier est donc défini en éléments de poutre, avec ses caractéristiques de torsion en particulier, et on lui a ajouté, à chaque section, deux barres transversales (de "grande rigidité") dont la

longueur totale représente l'entraxe des appareils d'appui de glissement. Les appuis de calculs sont donc positionnés à l'extrémité de ces barres et peuvent exercer une réaction uniquement positive (vers le haut), l'effort s'annulant en cas de décollement. On représente ainsi l'effet réel de deux appareils d'appui dans le sens transversal. Les résultats obtenus montrent bien une forte dissymétrie des réactions d'appui due à la courbure de l'ouvrage.

|                    |                         | Tablier | Avant-bec<br>(pour une seule poutre) |                      |
|--------------------|-------------------------|---------|--------------------------------------|----------------------|
|                    |                         |         | S maxi                               | S milieu             |
| section droite     | $S_x$ (m <sup>2</sup> ) | 12,3    | 0,165                                | 0,062                |
| inertie de flexion | $I_y$ (m <sup>4</sup> ) | 26,4    | 0,483                                | 0,066                |
| inertie de torsion | $I_x$ (m <sup>4</sup> ) | 50,5    | $0,8 \times 10^{-4}$                 | $0,6 \times 10^{-5}$ |

L'entraxe transversal des appuis au poussage est de 5,10 m.

Les appuis du modèle de poussage sont considérés comme "parfaits", c'est à dire infiniment rigides dans les directions bloquées et totalement libres dans les autres.



### ■ Actions

On considère les différentes actions en cours de poussage :

- le poids propre,
- les effets de la précontrainte,
- le fluage,
- le gradient thermique,
- les imperfections géométriques et/ou les dénivellations d'appui aléatoires,
- les effets du matériel de poussage,
- les décollements éventuels d'appui.

### ■ Poids propre et précontrainte

Les effets du poids propre et de la précontrainte sont pris avec leur valeur probable.

Le fluage est pris en compte selon les règles du BPEL 91, avec un matériau vieillissant. Son action est assez limitée du fait du poussage par demi-travée. En effet, le tablier reste dans une certaine position pendant les deux semaines de réalisation du tronçon suivant, et sa nouvelle position après poussage décale les appuis d'une demi-travée, ce qui génère un

L'avant-bec courbe, est constitué de deux poutres métalliques de hauteur variable de 0,80 à 4,80 m, réunies par un contreventement. Il a été modélisé complètement: les deux poutres indépendantes ainsi que les barres du contreventement.

Les caractéristiques principales sont les suivantes (voir tableau ci-dessous):

fluage dans le sens inverse du stade précédent.

### ■ Gradient thermique

Le gradient thermique en cours de poussage est pris égal à 6 °C avec le module de déformation longitudinal instantané  $E_t$ .

### ■ Dénivellations longitudinales

L'ensemble des imperfections géométriques et des dénivellations d'appui est assimilé à une dénivellation d'appui de 1 cm dans le sens longitudinal. Elle est distribuée en  $\pm 5$  mm sur deux lignes d'appuis consécutives, depuis la culée ouest jusqu'à la culée est. En revanche, on considère que la longrine de poussage reste au niveau de référence. On applique donc entre la culée et l'extrémité de cette longrine une dénivellation maximum de 5 mm.

### ■ Dénivellations transversales

Dans le sens transversal, la dénivellation entre deux appuis d'une même ligne est limitée à 5 mm. Elle est appliquée à toutes les piles, sur une seule ligne à la fois. On suppose que les culées ne présentent pas cette déformation.

Pour le calcul de Drancy, le modèle complet de l'ouvrage en position définitive, incluant la géométrie des piles et la souplesse des fondations, a donné une réduction de moitié des efforts correspondant à la dénivellation transversale.

### ■ Effets du matériel de poussage

Pour le viaduc de Drancy, le procédé de poussage utilisé est le système Eberspächer qui génère un soulèvement systématique au droit du vérin de poussage. Cette dénivellation est de 1 cm ; elle est majorée de 20 % pour tenir





Dispositif de poussage Eberspächer

compte des incertitudes de sa mise en œuvre, même si sa course est limitée par une butée.

### ■ Combinaisons d'actions

Nous donnerons, à titre d'information, les combinaisons d'actions que nous avons prises en compte pour le viaduc de Drancy, les règlements n'ayant pas précisé leur point de vue dans le cas des ponts poussés.

Les actions individuelles sont dénommées ci-dessous:

- $G$  Poids propre
- $P$  Action de la précontrainte
- $Q_{pr}$  Charges d'exécution de caractère aléatoire
- $W$  Action du vent
- $\Delta\theta$  Gradient thermique de 12 °C
- $A(l)$  Charges d'exploitation réparties
- $DA$  Effet des dénivellations d'appuis en construction
- $Pouss$  Effet du matériel de poussage Eberspächer
- $Den$  Effet des dénivellations d'appuis en service
- $Chang$  Effet des dénivellations d'appuis dues à un changement d'appareils d'appui

Dans le cas des dénivellations d'appui, on a considéré **séparément** les dénivellations dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Il s'agit d'être réaliste et non pas de se "couvrir" par une enveloppe cumulative d'effets trop défavorable.

Les combinaisons d'actions retenues sont celles du BPEL, complétées par des combinaisons incluant tout ce qui est du domaine des dénivellations. Elles sont synthétisées ci-dessous.

| ELS             |                 | BPEL   | Complémentaires   |
|-----------------|-----------------|--|---|
| en Construction | Rares           | $P + G + Q_{pr}$<br>$P + G + W$<br>$P + G + \Delta\theta + Q_{pr}$             | $P + G + DA + Pouss + 0,5 \Delta\theta$   |
|                 | Fréquents       |  | $P + G + Pouss$   |
|                 | Quasi Permanent | $P + G$  |   |
| en Service      | Rares           | $P + G + 1,2 A(l) + 0,5 \Delta\theta$<br>$P + G + \Delta\theta$<br>$P + G + W$ | $P + G + Den + 1,2 A(l) + 0,5 \Delta\theta$<br>$P + G + Den + 1,2 A(l) + 0,5 W$<br>$P + G + Den + W + 0,72 A(l)$<br>$P + G + Den + Chang + 0,72 A(l)$ |
|                 | Fréquents       | $P + G + 0,72 A(l)$<br>$P + G + 0,5 \Delta\theta$                              |   |
|                 | Quasi Permanent | $P + G$  |   |

| ELU             | BPEL   |
|-----------------|--|
| en Construction | $P + G$ ou $1,35 G + 1,5 Q_{pr} + 1,3 W$<br>$P + G$ ou $1,35 G + 1,5 W - 1,3 Q_{pr}$ |
| en Service      | $P + G$ ou $1,35 G + 1,6 A(l)$<br>$P + G$ ou $1,35 G + W$                            |

Comme il a déjà été évoqué plus haut, la particularité des ouvrages poussés est de com-

porter des appuis qui "décollent", notamment, dans les zones d'appuis rapprochés. Dans ce

cas, on ne peut absolument pas se contenter de faire des combinaisons de sollicitations, comme dans les ouvrages classiques, puisque le système n'est pas linéaire: les appuis de la structure chargée avec une dénivellation longitudinale ne sont pas les mêmes que ceux de la structure supportant en plus le gradient thermique, ni que ceux de la structure soumise au soulèvement du système de poussage. Ce n'est pas un système linéaire !

La combinaison "rare" indiquée ci-contre  $P + G + DA + Pouss + 0,5 \Delta\theta$ , représente donc **plusieurs cas de charge** dont il faut ensuite prendre l'enveloppe:

$(P + G)$   
 $(P + G) + DA$   
 $(P + G) + Pouss$   
 $(P + G) + DA + Pouss$   
 $(P + G) + 0,5 \Delta\theta$   
 $(P + G) + DA + Pouss + 0,5 \Delta\theta$   
 etc...

Ne pas oublier non plus que les dénivellations d'appui - DA - doivent être envisagées sur deux lignes d'appui consécutives parmi toutes les piles, ce qui multiplie les cas de charge.

Cependant, des tests préliminaires dans quelques positions d'appuis, ont permis de réduire le nombre de ces cas, en montrant les effets les plus défavorables. On a pu se limiter ainsi à cinq cas de charge par pas de poussage, ce qui n'est déjà pas négligeable.

Par rapport au tableau ci-dessus, les combinaisons avec le vent (W), ou avec les charges dites d'exécution  $Q_{ps}$ , n'étant pas prépondérantes pour la flexion longitudinale n'ont pas été calculées dans le flot du poussage.

## Contraintes limites

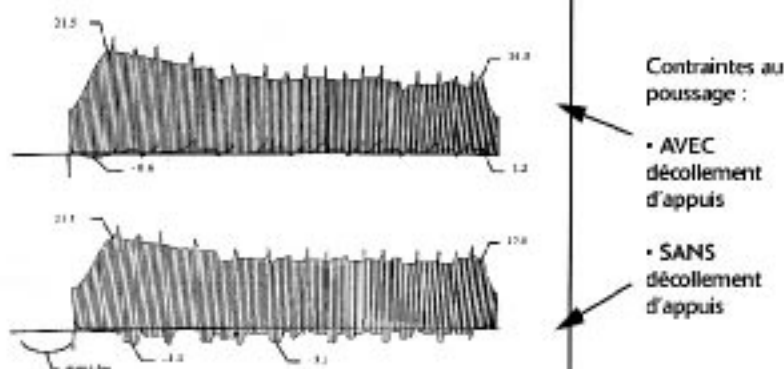
### ■ Contraintes normales

Les limites de contraintes que l'on impose sont étroitement liées aux combinaisons de charge que l'on a définies au préalable. L'ouvrage a été calculé en classe II. Les règles habituelles du BPEL ont été complétées dans le marché par des clauses particulières définissant les contraintes limites au cours de la construction de l'ouvrage, en fonction des combinaisons spécifiques au poussage du tablier.

|                 |                 | $\sigma_{lim}$   | Rappel BPEL  |
|-----------------|-----------------|--|--|
| en Construction | Rares           | $0,7 f_{tj}$   | $0,7 f_{tj}$   |
|                 | Fréquents       | $0,5 f_{tj}$   | —  |
|                 | Quasi Permanent | 0  | 0  |
| en Service      | Rares           | $0,7 f_{tj}$ (zone d'enrobage)<br>$1 f_{tj}$ (hors enrobage) | $f_{tj}$ (zone c'enrobage)<br>$1,5 f_{tj}$ (hors enrobage) |
|                 | Fréquents       | 0  | 0  |
|                 | Quasi Permanent | 0  | 0  |

Seules les limites inférieures ont été indiquées ci-dessus, les tabliers de ponts poussés ayant généralement de la marge par rapport aux limites de compression.

La précontrainte mise en œuvre à Drancy a donné une réserve confortable puisque les contraintes de traction obtenues sous combinaisons rares ne dépassent pas 2 MPa dans la zone avant du tablier, et sont nettement plus faibles dans le reste du tablier. Il est important de noter que, à l'exception de cette zone avant, c'est lors du poussage du tronçon depuis le banc jusqu'à sa position suivante, phase dans laquelle toute la précontrainte n'est pas mise en œuvre.



### ■ Contraintes tangentés

Les contraintes tangentés admissibles ont été reprises du BPEL, en les minorant de 5 % pour les combinaisons complémentaires définies

auparavant. Elles ne concernent, bien entendu, que les combinaisons rares à l'E.L.S. Le but était de limiter la fissuration au cours du poussage, cette fissuration d'effort tranchant n'étant pas susceptible de se refermer après disparition de l'effort, comme cela peut se passer pour les contraintes normales.

### ■ Ferrailage

Le problème principal du ferrailage est celui posé par le ferrailage transversal du tablier. Le ferrailage longitudinal a été calculé selon les règles habituelles du BPEL, en fonction de la contrainte de traction observée sur la fibre extrême.

En revanche, en ce qui concerne le ferrailage transversal, le règlement n'est pas assez explicite sur la combinaison des effets de la diffu-

sion, de l'effort tranchant et de la flexion locale des éléments (âmes, hourdis).

Rappelons que le calcul des armatures d'effort tranchant se fait à l'**Etat Limite Ultime**, et que l'on cumule les taux de cisaillement d'effort tranchant et de torsion, dans le cas des poutres caisson. La formule générale est:

$$\frac{A_t}{S_t} \times \frac{f_c}{\gamma_s} \geq \left( \tau_v - \frac{f_{tj}}{3} \right) / g \beta_w$$

avec  $\tau_u = \tau_v + \tau_t$  où

$\tau_v$  : cisaillement d'effort tranchant réduit ;

$\tau_t$  : cisaillement de torsion.

Par ailleurs, on a pris  $\beta_w = 45^\circ$  pour tenir compte des reprises de bétonnage.

En définissant les sections d'armatures selon le tableau ci-dessous:

| Aciers de diffusion                        | Aciers de cisaillement de Section Longitudinale      | Aciers de flexion transversale                       |
|--|--|--|
| <b>A<sub>1m</sub></b> A la mise en tension | <b>A<sub>20</sub></b> Combinaisons Quasi Permanentes | <b>A<sub>30</sub></b> Combinaisons Quasi Permanentes |
| <b>A<sub>1</sub></b> Après pertes          | <b>A<sub>2</sub></b> Combinaisons Rares              | <b>A<sub>3</sub></b> Combinaisons Rares              |

on a retenu le principe de cumul des aciers suivant:

$$A = \text{Max}(A_{12} + A_{30}; A_1 + A_{20} + A_3)$$

avec  $A_{12} = \text{Max}(A_{1m}; \text{min}(A_1 + A_2; 1,5A_2))$

Dans les **zones courantes**, où il n'y a pas de diffusion de précontrainte, cela revient à examiner deux cas:

- *effort tranchant de flexion longitudinale en combinaison "rare", et flexion transversale en combinaison "quasi-permanente"*  $A_2 + A_{30}$  ;
- *ou bien l'effort tranchant en "quasi-permanent", et la flexion transversale en combinaison "rare"*  $A_{20} + A_3$ .

Tous les calculs étant faits à l'ELU selon le BPEL, il s'agit de se raccrocher aux combinaisons de l'E.L.S, en considérant que toutes les dénivellations (longitudinales ou transversales) sont des efforts permanents à multiplier par le coefficient de 1,35.

Dans les zones d'ancrages des câbles, il faut analyser plusieurs situations:

**1. POUSSAGE** Pour un tronçon donné, lors de son premier poussage, la précontrainte venant d'être mise en œuvre possède les plus grandes valeurs de tension ; et la section d'ancrage d'extrémité présente une dissymétrie maximale puisque les câbles de la section

suivante ne sont pas encore mis en place. La diffusion est alors maximum ( $A_{1m}$  grand). En revanche, ce tronçon n'est pas encore dans les grandes travées (tout au plus aborde-t'il la petite travée de rive), la flexion longitudinale est modérée ( $A_2$  et  $A_{20}$  assez faibles). La flexion transversale du seul tablier sur ses appuis est également faible. Cette dernière ne peut avoir que la valeur du "quasi-permanent".

**2. POUSSAGE** Lorsque d'autres tronçons ont été réalisés, on est venu rajouter des câbles de poussage ancrés dans ces nouveaux tronçons, qui rééquilibrent la section d'ancrage considérée. La diffusion est fortement réduite et les pertes commencent à jouer ( $A_1$  faible). Le tronçon est arrivé dans sa travée maximum, et la valeur de la flexion longitudinale change:  $A_{30}$  est plus important. Vis-à-vis de l'effort tranchant, il y a relativement peu de différences entre l'état "quasi-permanent" et l'état "rare" (avec les dénivellations), la section  $A_2$  n'est donc que légèrement supérieure à  $A_{30}$ . quant à la flexion transversale, elle est toujours voisine de sa valeur permanente  $A_{30}$ .

**3. EN SERVICE** La diffusion est réduite puisqu'il y a peu de dissymétrie des câbles (en général, une paire d'écart), et les pertes de précontrainte jouent à plein. Mais, cette fois, les différences sont maximales entre  $A_{20}$  et  $A_2$



lorsque les charges routières sont appliquées ; il en est de même entre  $A_{30}$  et  $A_3$ , les essieux

des camions apportant l'essentiel de la flexion transversale des éléments du caisson.

## CONCLUSION

Le calcul des ouvrages poussés est toujours long et délicat en raison des nombreux cas de figure qui se présentent, et dont il faut chercher un maximum raisonnable représentant le comportement réel de l'ouvrage, sans pour autant tomber dans l'excès. Le risque est sérieux qui, par souci de simplification, soit sous-estimerait ces efforts en oubliant certaines actions (dérivations, gradient), soit

cumulerait des efforts ne pouvant exister simultanément, ce qui aboutirait à une surconsommation de matière (précontrainte ou acier passif) et à des difficultés de mise en œuvre.

C'est le travail des ingénieurs de traduire la réalité en concepts manipulables et de construire un ouvrage à la fois sûr et économique.

Daniel LE COINTRE ■

### LECOINTRE

Daniel

Ingénieur - SETRA-CTMA

Division des Grands

Ouvrages d'Art

TÉL (1) 46.11.32.73



Poussage de la travée de rive



Projet SETEC  
Nouvel

## L'opération

La Déviation du Boulevard Périphérique Est de LILLE est le dernier maillon d'un axe important du schéma de voiries rapides de l'agglomération Lilloise. Elle assurera le lien entre les autoroutes A1 (Paris), A25 (Dunkerque et la voie rapide LILLE-ROUBAIX-TOURCOING et au delà, A 22 (Gand).

En 1988, le choix de l'implantation de la gare T.G.V., a fortement remis en cause les principes du projet et les contraintes qui s'y appliquaient, notamment pour les viaducs qui franchissent l'ensemble du faisceau ferroviaire au débouché de la voie rapide. Ces viaducs comprennent 4 ouvrages. Les deux principaux de 14,5 m de large assurent la liaison Nord-Sud et les deux autres de 10,5 m de large, la continuité entre le nouveau Périphérique et la voie rapide.

## Les contraintes

Lors de la conception générale des ouvrages en 1990, l'évolution du site a engendré une problématique complexe remettant en cause la faisabilité même du projet. Les contraintes étaient indépendantes et de 3 types.

### ■ Vis-à-vis de la S.N.C.F.

- *Franchir les deux faisceaux de distribution de la gare de LILLE dont le trafic voyageurs est le plus important en FRANCE (hors gares parisiennes).*
- *Respecter un gabarit important de 7,00 m supérieur aux gabarits classiques, mais rendu nécessaire pour des problèmes de visibilité de signalisation en entrée de gare.*
- *Réaliser l'ouvrage sans possibilité de coupures caténaïres diurnes et avec des fenêtres ponctuelles limitées à 0 heure - 4 heures.*

### ■ Vis-à-vis du projet

- *Se raccorder à la voie rapide dont le débouché, non prévu à l'origine pour les nouvelles contraintes, avait une rampe de 6%.*
- *Respecter les fonctionnalités des liaisons et des échanges de part et d'autre des ouvrages.*

Qualité, gestion, organisation

# Boulevard périphérique Est de Lille

## Opération et procédures

- *Etre conforme aux normes ICTAVRU fixant les caractéristiques minimales en plan et en long pour une vitesse de référence de 80 km/h*

### ■ Vis-à-vis de l'environnement

- *Etre conforme au règlement de la Z.A.C. jouxtant le projet*
  - *Avoir un parti architectural valorisant le site*
- De manière à n'écarter aucune solution intéressante, tant en terme de structure de l'ouvrage, que de conception générale du tracé, la D.D.E. du NORD a pris l'option de consulter des spécialistes en Ouvrages d'Art et d'ouvrir une concertation active avec l'ensemble des intervenants sur le site.

### ■ L'attribution du marché d'assistance au maître d'œuvre

Après s'être entouré de l'appui technique de la Division Grands Ouvrages du S.E.T.R.A. et de la D.O.A. du CETE de LILLE, le Maître d'Ouvrage a décidé de confier QUATRE marchés de définition à des Groupements BUREAUX D'ETUDES - ARCHITECTES de renommée internationale (ancien art. 107 du C.M.P.). Après examen des candidatures, ce sont les Groupements suivants qui ont été sélectionnés:

| BET     | ARCHITECTES          |
|---------|----------------------|
| S.E.E.E | CALATRAVA - FENEUIL  |
| SETEC   | NOUVEL - PAINDAHOINE |
| E.E.G.  | LAVIGNE - LENGART    |
| J.M.I.  | SPIELMAN - CARLIER   |

Chaque candidat a proposé une solution technique et architecturale à partir d'un document programme fixant les contraintes (gabarit - zone d'appuis et qualité du sol support - normes routières et points de raccordement). Le tracé des voies n'était pas figé en préalable à la conception de l'ouvrage. Les quatre solutions ont été examinées par des groupes techniques à la fois sur le plan routier, architectural et structurel.

■ **Le Groupement S.E.E.E. CALATRAVA FENEUIL.** a regroupé les 4 ouvrages par des tracés parallèles et conçu le projet sur la base



d'une structure métallique porteuse en BOW-STRING à poutres inclinées avec une portée unique de 180 m, au dessus de l'ensemble du faisceau ferroviaire. Ce bow string supporte l'ensemble des 4 ouvrages, en dalle orthotrope suspendu à l'aide de haubans. Les ouvrages principaux étant entre les poutres, les ouvrages secondaires à l'extérieur.

■ **Le groupement SETEC NOUVEL PAINDAVOINE.** a conçu un ouvrage défini par une succession d'ouvrages indépendants de techniques classiques adaptées à la portée et aux contraintes. La cohérence de l'ensemble étant donnée par une superstructure métallique monumentale indépendante pour marquer la culée Sud des ouvrages.

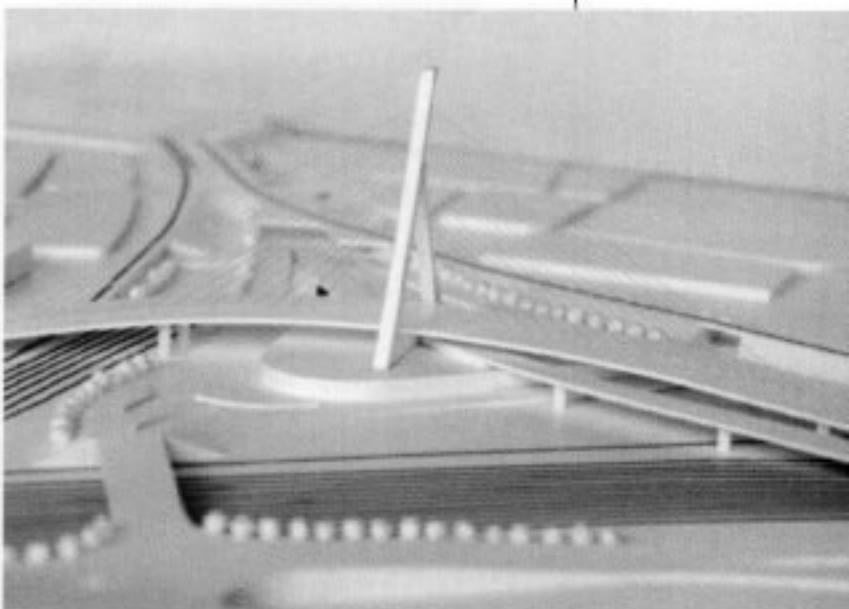
■ **Le groupement E.E.G. LAVIGNE LENGART.** a conçu, comme S.E.E.E., l'ouvrage sur la base d'un tracé regroupant les 4 viaducs. Les 2 viaducs principaux assurant la liaison Nord-Sud étant suspendus, par l'intermédiaire d'une nappe de haubans centrale et gauche, à un mât unique en forme de  $\wedge$  implanté au débouché de la voie rapide. Les tabliers étaient prévus en ossature mixte. Les 2 ouvrages secondaires comportaient 3 travées en structure mixte.

■ **Le projet J.M.I. SPIELMAN CARLIER.** respectant le tracé éclaté était basé sur une structure mixte tendue pour rester compatible avec les contraintes et les portées. Les piles de part et d'autre de la travée principale étaient prolongées par des bracons en béton de manière à limiter la portée. Le tablier était réalisé en ossature mixte avec des caissons métalliques à âmes très inclinées avec précontrainte extérieure et des hourdis en béton haute performance également précontraints.

Chaque solution était complétée par une variante en structure "simplifiée" avec appui intermédiaire supplémentaire réduisant la portée principale de 150 m à environ 100 m.

Avant de faire son choix, le Maître d'Ouvrage a sollicité l'avis d'une commission constituée

pour 1/3 de décideurs (élus, cofinanceurs) pour 1/3 d'architectes (architecte conseil D.D.E., architectes Z.A.C., représentant de l'ordre) et pour 1/3 de techniciens (SETRA, IGOA, S.N.C.F.).



À l'issue de cet examen et à partir de critères préalablement définis, c'est l'équipe E.E.G. LAVIGNE LENGART, qui a été retenue. Cette équipe s'est vue confier une mission d'assistance au Maître d'Ouvrage pour l'élaboration des études préliminaires, de l'A.P.O.A. et du D.C.E. des ouvrages. Cette attribution a pu se faire sous la forme d'un marché négocié en application de l'article 108 du C.M.P. L'étude préliminaire d'A.P.O.A., jointe à l'Avant-Propjet Général, a été conduite en parallèle sur la solution de base haubanée et sur la variante ossature mixte avec appui supplémentaire.

Sur des critères du rapport qualité/prix et après avis des cofinanceurs, la Décision Ministérielle d'Approbation de l'Avant-Projet a retenu la solution *non haubanée*.

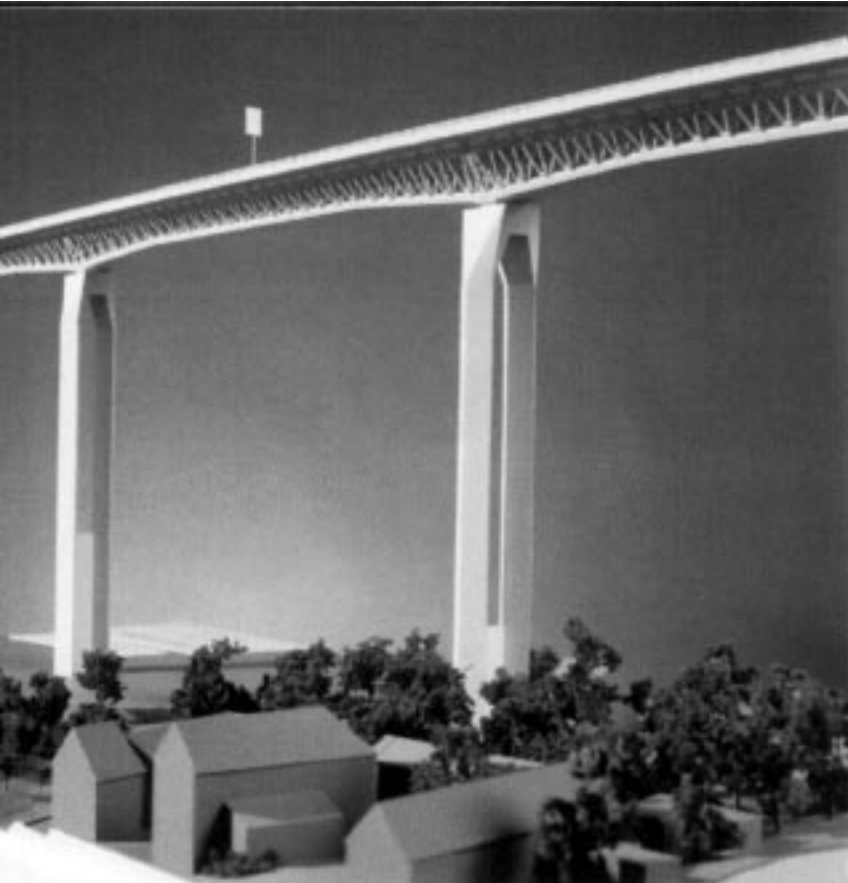
Serge VILLETTE ■

Projet SEEE  
Calatrava

Projet lauréat  
E.E.G. Lavigne  
Lenglart

**VILLETTE Serge**  
IDTPE - Chargé de mission  
Nouveau Boulevard  
Périphérique Est de LILLE  
DDE du Nord -  
Art. Grands Travaux  
Tél. 20.91.29.89





Qualité, gestion, organisation

## Les viaducs du Boulonnais de l'autoroute A 16

### Exemple d'une procédure particulière de consultation par concours

#### LE CONTEXTE

L'autoroute A16, entre la Courneuve en région parisienne et Boulogne-sur-mer, constituera à terme un accès direct au tunnel sous la Manche. La section Amiens/Boulogne, longue de 116 km, dont les travaux sont maintenant engagés, sera mise en service en 1997. A l'approche de Boulogne-sur-mer, l'autoroute A16 s'inscrit dans un

relief à forte amplitude, constitué d'un chaquet de monts (Mont Lambert (189 m), Mont Herquelingue (155 m), Queéhen, Thune, Saint-Etienne-au-Mont, Mont-du-Prêtre) entre lesquels s'inscrivent de profonds vallonnements. Ce site domine la vallée de la Liane, fleuve côtier qui arrose Boulogne.

Ce relief donne au paysage du Boulonnais, marqué par les herbages, les prairies et les forêts, son caractère typique.

Dans ce contexte, le tracé de l'autoroute entre les diffuseurs de Boulogne Sud et de Boulogne Port, distants de 4 km, intercepte 3 vallons très marqués pour lesquels un franchissement en viaduc s'imposait :

- Le vallon de Queéhen d'une profondeur de 30 m est franchi par le viaduc du même nom sur une longueur de 450 m environ.
- Le vallon d'Hermerangue d'une profondeur de 25 m est franchi par le viaduc d'Herquelingue sur une longueur de 250 m environ.
- Le vallon d'Ecbinghen d'une profondeur de 75 m est franchi par le viaduc du même nom sur une longueur de 1300 m environ.

Chaque vallon est drainé par un ruisseau portant le nom du dit vallon. Ceux-ci sont tous des affluents de la Liane.

L'intérêt du site et l'ampleur des ouvrages ont conduit la SANEF à retenir une procédure originale de concours, pour à la fois faire



A16 Amiens /  
Boulogne

appel à la créativité et l'imagination des entreprises et associer au choix du projet les

## MODALITÉS DU CONCOURS

Dans un premier temps, un avis de concours a été publié, ouvert à des groupements qui devaient impérativement être constitués :

- d'une entreprise de génie civil
- d'un bureau d'études
- d'un architecte

Les modalités retenues n'étaient cependant pas celles d'une conception construction : en particulier, le bureau d'étude ne devait pas être chargé d'une mission de maîtrise d'œuvre, celle-ci revenant lors de l'exécution au maître d'œuvre de l'opération.

Après examen des différentes candidatures reçues, 5 groupements ont été retenus pour la suite de la procédure, devant se dérouler sur 2 phases. Ce découpage de la procédure en deux phases a été choisi afin de limiter les études à fournir par les groupements pour les

représentants des populations directement concernées par l'ouvrage.

ouvrages ayant le moins de chance d'être retenus, et en conséquence de limiter les engagements de dépense par les entreprises pour en permettre une meilleure rémunération. La composition des groupements retenus était la suivante :

- groupement Nord France<sup>1</sup> - Holzmann/ SB Razemon<sup>2</sup>/ Mascarelli<sup>3</sup>.
- groupement Bouygues<sup>1</sup> - Norpac - Dematbleu & Bard/ Carlier<sup>3</sup>, le Bureau d'études techniques étant celui de Bouygues.
- groupement Quillery<sup>1</sup>/ Secoa - Sogelerg<sup>2</sup>/ Fralev<sup>3</sup>.
- groupement GTM BTP<sup>1</sup>/ SEEE INFRA<sup>2</sup>/ Mikaelian<sup>3</sup>.
- groupement Campenon Bernard<sup>1</sup>/ EEG<sup>2</sup>/ Lavigne<sup>3</sup>.

1 = entreprise  
2 = bureau d'études  
3 = architecte  
Le nom souligné désigne le mandataire du groupement

## 1ÈRE PHASE

Elle s'est déroulée suivant le processus suivant :



A ce stade, chaque candidat pouvait proposer 2 projets, avec une précision du niveau d'un dossier d'études préliminaires d'ouvrage d'art. Le groupement Campenon Bernard n'ayant remis qu'un projet, l'examen a porté sur 9 projets au total. Les candidats devaient s'engager également sur un prix, assorti d'une marge de tolérance qu'il leur revenait de fixer. A ce stade seules les caractéristiques géométriques principales du projet (profil en travers à 2 x 2 voies, tracé en plan et profil en long) étaient définies. Les candidats gardaient la liberté de fixer la longueur des ouvrages à partir de ces caractéristiques, et de choisir un tablier unique

ou un double tablier pour supporter la chaussée à 2 x 2 voies.

L'objectif de la première phase était de permettre la sélection des projets correspondant le mieux à l'ensemble des critères prévus dans le règlement du concours, à savoir :

- le respect des contraintes prévues dans le programme du Maître d'Ouvrage ;
- le délai d'exécution ;
- la qualité technique du projet et des dispositions prévues pour assurer la qualité de réalisation et la sécurité ;
- le coût ;
- le respect du site sur le plan paysager et architectural, et sur le plan de la réduction et de la maîtrise des atteintes à l'environnement (y compris pour la phase chantier) ;
- la valeur esthétique de l'ouvrage ;
- la limitation des interactions et des interfaces entre les travaux des viaducs et les autres travaux de l'autoroute.

L'objectif du maître d'ouvrage tel qu'il a été précisé aux candidats était la réalisation dans le cadre de l'enveloppe financière d'ouvrages privilégiant le respect du site.

Sur ces bases, les projets remis par les entreprises ont fait l'objet d'un examen détaillé par une commission technique, constituée de spécialistes ouvrages d'art de Scetauroute et de

Jean Muller International, de représentants du SETRA, de l'architecte en charge pour le compte de la SANEF du schéma directeur paysager d'A16 Amiens/Boulogne, monsieur Doyelles, et d'ingénieurs de la SANEF.

Le projet a ensuite été soumis au jury, que présidait le président de la SANEF, Jean-Claude ALBOUY et qui rassemblait les maires de BOULOGNE, SAINT-LEONARD, ECHINGHEN et ISQUES, directement concernés par

le projet, des représentants de l'administration de l'Équipement (Mission de contrôle des autoroutes, SETRA, DDE du Pas-de-Calais), l'architecte désigné comme expert de l'État pour le projet d'A16, l'architecte-conseil du Pas-de-Calais ainsi que le directeur général de la SANEF, le directeur de la construction et le directeur régional de SCETAUROUTE, maître d'œuvre du projet.

## DESRIPTIF DES PROJETS RETENUS

A l'issue de cet examen, 3 projets ont été retenus, pour la deuxième phase du concours :

### ■ un des projets du groupement mené par Quillery.

Pour les trois viaducs, de longueur respective de 1340, 476 et 280 m, la structure retenue comprenait un tablier unique en béton précontraint constitué de voussoirs préfabriqués.

### ■ le projet du groupement mené par Campenon Bernard.

Ce projet présentait, pour le viaduc d'Echinghen un ouvrage de 1252 m à tablier unique d'inertie variable en béton précontraint, constitué de voussoirs à âmes métalliques plissées réalisés en place. Les viaducs de Quehen et d'Herquelingue, d'une longueur respective de 456 m et 236 m, comportaient un tablier unique en structure mixte acier/béton, avec deux caissons métallique à hauteur constante.

### ■ un des projets du groupement mené par Bouygues.

Pour les trois viaducs, de longueur respective de 1288, 474 et 243 m, la structure retenue comprenait un tablier unique en béton précontraint triangulé, la triangulation étant assurée par des tubes métalliques.

Conformément au règlement du concours, les deux candidats dont aucun projet n'était retenu, ont reçu une rémunération plafonnée à 300 000 F. Une première observation pouvait être faite sur la précision et la qualité des études fournies : alors qu'à ce stade une précision du niveau d'une étude préliminaire était demandée, les groupements ont poussé la réflexion à un stade beaucoup plus avancé, proche d'un avant-projet d'ouvrage d'art non-courant. Dans l'esprit initial du concours, une telle précision n'était attendue qu'en deuxième phase.



Projets (de haut en bas) de :

Quillery

Campenon Bernard

Bouygues



## 2ÈME PHASE

Comme pour la première phase, le processus était le suivant :



L'objectif de la deuxième phase, était d'une part de permettre aux concurrents retenus à l'issue de la première phase de préciser leur offre, et d'autre part de disposer des projets de marché.

Pour homogénéiser les projets sur une même masse de travaux il était demandé aux candidats de les chiffrer sur la base d'une longueur d'autoroute à prendre en compte de 2481 m, se décomposant de la manière suivante :

Quehen (69 m) ; Herqueline (340 m) ; Echinghen (1450 m)

De plus, compte-tenu de l'instabilité des terrains rencontrés, et pour limiter les risques géotechniques liés à des ouvrages trop courts conduisant à de trop fortes hauteurs de remblais, la longueur minimale à franchir en viaduc avait été fixée à  $470 + 260 + 1300 = 2030$  m. Ceci a donc conduit les concurrents à inclure dans leur offre jusqu'à 450 m de section courante (terrassements et couche de forme, à l'exclusion des chaussées).

Cette disposition entraînait des adaptations importantes sur les caractéristiques géométriques des projets comme le résume le tableau suivant :

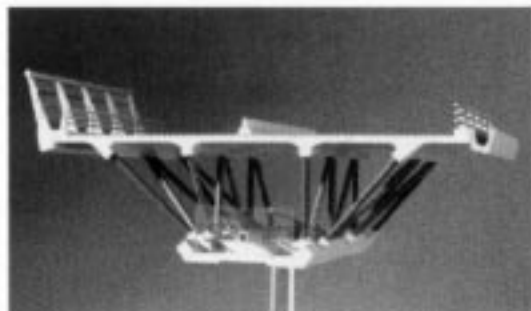
|              | Longueur minimum imposée | BOUYGUES    |             | CAMPENON    |             | QUILLERY    |             |
|--------------|--------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|              |                          | 1ère phase  | 2ème phase  | 1ère phase  | 2ème phase  | 1ère phase  | 2ème phase  |
| Quehen       | 470 m                    | 474         | 474         | 456         | 484         | 476         | 470         |
| Herquelingue | 260 m                    | 243         | 259         | 236         | 264         | 280         | 260         |
| Echinghen    | 1300 m                   | 1288        | 1300        | 1252        | 1302        | 1340        | 1300        |
| <b>Total</b> | <b>2030 m</b>            | <b>2005</b> | <b>2033</b> | <b>1944</b> | <b>2050</b> | <b>2096</b> | <b>2030</b> |
| Variation    |                          |             | + 28 m      |             | + 106 m     |             | - 66 m      |

Enfin les problèmes de stabilité des terrains étant véritablement la contrainte majeure du site, un règlement géotechnique, avec les hypothèses de référence et les modèles de chaque vallée, a été établi pour la deuxième phase. Ils ont abouti à un projet de base, conduisant à séparer fondation et stabilisation des sols. Selon les zones de risque, on a fait appel à des drainages précédant les terrassements et fouilles, à des substitutions partielles, ou à la mise en place de massifs drainants assurant la stabilité à long terme et renforcés ou pouvant être renforcés par clouage. Ce projet de base a été soumis aux concurrents sous la forme de dessins schématiques de principe et du quantitatif correspondant. Suivant les concurrents ce quantitatif pouvait être très légèrement différent pour tenir compte de l'incidence de la

portée moyenne des ouvrages projetés et de leur nombre d'appuis, mais les écarts correspondants restaient tout-à-fait marginaux. A partir de ces éléments, et en fonction des observations faites par le jury sur leur projet initial, les groupements admis pour cette seconde phase ont procédé à des études détaillées. Les propositions correspondantes ont fait là encore l'objet d'un examen par la commission technique, puis par le jury.

A l'issue de cette procédure le projet proposé par le groupement mené par Bouygues a été choisi comme lauréat du concours. Comme pour la première phase, les candidats non retenus à ce stade ont reçu une rémunération à hauteur de 1,5 MF.

Le projet lauréat



## RÉFLEXIONS SUR LA PROCÉDURE RETENUE

Il est bien évidemment encore un peu tôt pour tirer tous les enseignements de la procédure retenue. Cependant la même procédure ayant été choisie pour un autre ouvrage de l'A16 (viaduc du SCARDON 1022 m), il est possible de se livrer à une première réflexion.

La première observation qui peut être faite est que ces procédures ont conduit à retenir dans le cadre des enveloppes financières des ouvrages innovants (particulièrement dans le cas des viaducs du Boulonnais) dont l'insertion dans le site n'a fait l'objet d'aucune critique.

En ce qui concerne le niveau des études : lors de la première phase, la précision et la qualité des études fournies ont été très grandes : alors qu'à ce stade une précision du niveau d'une étude préliminaire était demandée, les grou-

pements ont poussé la réflexion à un stade beaucoup plus avancé, proche d'un avant-projet d'ouvrage d'art non-courant. Dans l'esprit initial du concours, une telle précision n'était attendue qu'en deuxième phase.

Naturellement, les études ont été encore approfondies lors de la seconde phase.

Enfin, il faut remarquer que la procédure retenue est lourde en terme de moyens et qu'elle nécessite un consensus de l'ensemble des parties prenantes : maîtrise d'ouvrage, maîtrise d'œuvre, administrations de contrôle et de tutelle.

Toutefois, dans les deux cas où elle a été retenue, cette procédure a permis à la SANEF d'atteindre ses objectifs.

**Bernard CATHELAIN ■**

**CATHELAIN  
Bernard**  
Directeur de la  
Construction - SANEF  
TÉ. 44.63.63.63