

OUVRAGES D'ART

N° 18 - Juillet 1994

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Passerelle tournée sur A4 - Photo Serrac-G. Fouguet

SOMMAIRE

■ Ouvrages à suivre	2
— Arc métallique tubulaire d'Antrenas sur l'autoroute A75 - Construction • Jacques BENTHELLEMY, Alain BOURJOT, Michel CLÉMENT	
— Passerelle tournée sur l'autoroute A4 à Noisy-le-Grand • Éric CONTI, Hélène OUDIN-HUGRAINDLEUR	
— Viaduc du Lignon, déviation de Pont-de-Lignon • Daniel FORESTIER, Ferry TAVAKOLI	
■ Techniques particulières	16
— Renforcement d'ouvrages en béton précontraint - Réparation des ponts de Beure et de Bourg-Saint-Andéol • Bernard BOUVY, Ferry TAVAKOLI	
— Conception parasismique d'un PS autoroutier • Éric CONTI, Rémi TARDY	
— Renforcement du pont de Bergerac • Guy PEREZ, Bertrand TAIMIOT	
■ Équipements et entretien	30

- Raccordement entre barrières de sécurité sur pont et aux abords • Michel FRAGNET
- Joints de chaussée des ponts routes: le point des avis techniques - Juin 1994 • Yvon MEURIC

■ Réglementation - Calculs	32
— Calcul de lignes d'influence à l'aide du programme STI • Gilles LACOSTE, Pierre PEYRAC	
— Bétons à hautes performances - Propositions de formules pour le calcul du retrait et du fluage • François DE LARRARD, Robert LE ROY	
■ Informations brèves	38
■ SETRA	39
— Les dernières publications Ouvrages d'Art	
■ Coordonnées des rédacteurs	40



Bulletin de liaison diffusé par le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du
SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92223 Bagneux cedex - France
Tél.: (1) 46 11 31 31 - Télécopieur: (1) 46 11 31 69 - Télex: 632 263 F



Construction

ARC MÉTALLIQUE TUBULAIRE

d'Antrenas sur l'autoroute A75

Le bulletin «Ouvrages d'Art» a présenté, dans son numéro 14, les études de l'arc métallique tubulaire mis au point pour assurer le franchissement de l'autoroute A75 à l'échangeur d'Antrenas, près de Marvejols.

L'article de Jacques Berthelémy et Jacques Resplendino décrivait l'évolution de la conception de la charpente métallique. Le fonctionnement de la structure a été rendu funiculaire, ce qui lui confère une touche moderne de nervosité: composée d'éléments rectilignes, elle fait contrepoint à celle de l'ouvrage 13 (cf. bulletins Ouvrages d'Art n° 15 et 16). Les deux structures sous-porteuses travaillent en effort normal, l'une en traction et l'autre en compression, avec des courbures opposées.

La conception très originale de ce projet, dû à Michel Virlogeux, fait de l'ouvrage un spécimen difficile à classer. Il reste bien sûr un arc, mais il s'apparente également à un treillis warren dans son fonctionnement en flexion dans la partie centrale, et il s'appuie enfin aussi sur une béquille centrale étroite, comme le pont sur l'Ante, en comportement global d'équilibre statique.

Études d'exécution

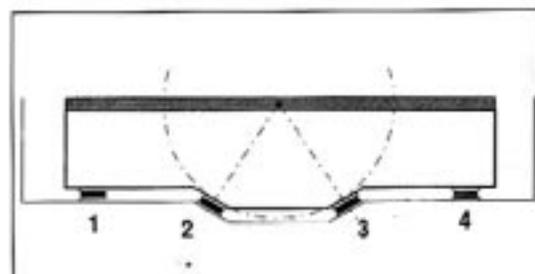
Les études d'exécution ont été réalisées par le Bureau d'Études SERF avec celui de Richard-Ducros, et leur vérification menée par le SETRA, le CETE d'Aix et la DDE 48.

Elles ont été l'occasion de préciser:

— le raidissage interne des nœuds inférieurs du tube principal, vérifié par un calcul SYSTUS aux éléments finis mené par le SETRA,

— les dispositions d'appui au droit des culées, afin que les appareils d'appui assurent un blocage latéral en plus de la reprise des efforts verticaux. Pour ce faire, quatre néoprènes supportent chaque entretoise d'about. La paire centrale de néoprènes est inclinée et bloque latéralement le tablier comme sur le pont à haubans de Seyssel. La paire extrême de néoprènes bloque la torsion propre de la dalle (figure 1).

Figure 1: disposition des appareils d'appui.



1, 2, 3 et 4: descente de charge
1 et 4: blocage de la torsion
2 et 3: blocage latéral.

INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage:
État - DDE de la Lozère
A. CROCHIERE - DDE

Maîtrise d'œuvre:
DDE de la Lozère -
Arrondissement Grands
Travaux A75
C. AGERON - IDTPE

Entreprises:
GTM-BTP / Richard-
Ducros
Bureau d'Études SERF

**Contrôle des études
d'exécution:**
SETRA-CYOA
CETE d'Aix-en-
Provence
DDU de la Lozère

Les dimensions adoptées permettent le passage entre l'entretoise et le mur garde-grève, afin d'entretenir et de visiter les chéneaux de récupération des eaux et les abouts d'ouvrage. Les entretoises d'about massives constituent un lest proportionné pour que tous les appareils d'appui restent comprimés en service, y compris au passage excentré du char MC 120.

Fabrication de la structure métallique

Cette structure construite par l'entreprise Richard-Ducros comprend un tube principal de diamètre 1200 mm et d'épaisseur 32 mm et des bracons métalliques de diamètre 506 mm et d'épaisseur 16 mm.

Ces pièces sont assez inhabituelles en ouvrages d'art et se rapprochent de la construction des plates-formes off-shore puisqu'elles sont constituées d'un assemblage dans l'espace de tubes circulaires. Il a donc fallu, dans un premier temps, représenter les différentes intersections de ces tubes en trois dimensions et selon des angles relatifs tube principal-bracons qui varient à tous les nœuds.

Le raidissage des nœuds répond quant à lui au double objectif d'empêcher l'ovalisation du tube principal sous les efforts apportés par les bracons et de reprendre les déformations apparaissant lors de la soudure des bracons. Des couronnes métalliques placées de part et d'autre des points de concours des tubes assurent ce raidissage.

Pour les tronçons de rive de l'arc, des plaques circulaires pleines complètent les couronnes pour bloquer le béton injecté dans le tube principal afin d'assurer la sécurité en cas de choc d'un véhicule sur ces béquilles de la structure.

La prise en compte du choc d'engins sur la structure a conduit également à mettre en place à chaque massif 12 barres filetées à haute adhérence d'un diamètre de 40 millimètres. Elles sont destinées à renforcer l'encastrement du tube.

Assemblage et soudures

Après roulage et soudage des tôles pour constituer les 23 tubes élémentaires de l'arc, l'entreprise les a assemblés en atelier pour livrer l'arc sur chantier en trois tronçons.

Chaque tronçon comprenait le tube principal et les amorces des bracons appelées mégots. Ce principe a été retenu car chaque amorce de bracon devait

être soudée dans des conditions difficiles à réaliser sur chantier, mais aussi pour garantir la géométrie des nœuds et faciliter le transport.

De même, les nœuds supérieurs ont été constitués en atelier, les amorces de bracons étant soudées sur les platines des pièces d'ancrage.

Les soudures sont toutes de type interpénétré pour assurer notamment la résistance des assemblages vis-à-vis de la fatigue. La réalisation de ces soudures a été difficile en raison de la géométrie des pièces avec l'intersection de cylindres de diamètres différents. L'angle des pièces entre elles est de plus souvent très aigu.

Un assemblage à blanc complet de la structure en usine a préparé le montage final. Sur le chantier, il restait à réaliser deux joints bout-à-bout sur le tube principal, et les joints des bracons sur leurs amorces.



Montage à blanc en usine.

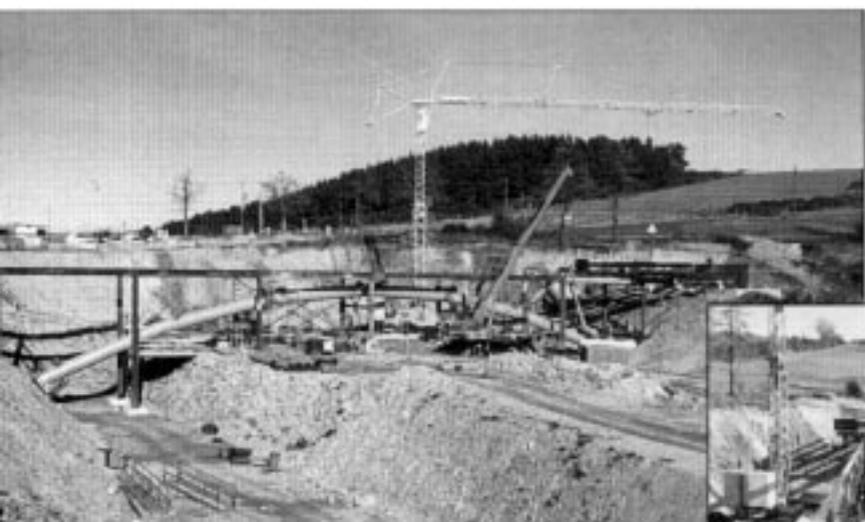
Les dames mises en place en usine ont permis de reproduire sur chantier la géométrie désirée. Les lattes supports, du même acier que les tubes, ont été nécessaires pour le soudage, et ont facilité l'emboîtement des tubes.

Des tirants transversaux et longitudinaux ont garanti la géométrie et assuré le contreventement, qui a été maintenu jusqu'à la fin de la réalisation du hourdis.

Phasage de réalisation

L'ossature métallique a d'abord été assemblée seule. Elle a été posée puis soudée en s'appuyant sur le cintre général constitué de palées et de profils longitudinaux, ce cintre étant cependant conçu

Montage des bracons.



Montage de l'arc.



et proportionné avant tout pour supporter par la suite le hourdis, coulé à l'aide d'un équipage mobile.

Le hourdis en béton armé a été ensuite coulé par plots à l'avancement sur le cintre. Le coulage du tablier réalisé par plots de 5,50 m a duré deux mois.

Des calculs détaillés du phasage de construction menés par Jacques Resplendino au moyen du programme ST1 (en surmontant maintes difficultés d'ordre informatique) ont permis d'appréhender les efforts dans la structure et les réactions d'appuis provisoires de l'arc en fonction de l'avancement du hourdis et de s'assurer que ce phasage n'avait pas d'incidence sur l'état final de la structure.

Ceci nous a conduit à renforcer le ferrailage à la pointe de la nervure, qui était soumise à des contraintes de traction sous le rappel élastique du cintre à l'avancement de l'équipage, ainsi qu'à modifier les conditions d'appui de l'arc en phase de construction: deux appuis intermédiaires ont été réalisés, indépendants du cintre, avec des

tours SL 40, et les deux appuis d'extrémité étaient assurés par les taquets de sécurité des massifs de fondation, les platines d'about n'étant pas ainsi au contact des massifs, laissant l'arc libre à ses naissances pour ne pas emprisonner aux encastresments des efforts dissymétriques liés aux phases de construction.

Ainsi au fur et à mesure de l'avancement du hourdis, en raison des déformations du cintre et du tassement des palées, une partie des efforts pouvait passer dans l'arc, alors partiellement connecté à la charpente, en toute sécurité et sans modifier l'état final de la structure.

Le hourdis a été précontraint par les câbles transversaux puis par les câbles longitudinaux. Enfin, la mise en compression du tube principal a fait appel au savoir-faire pointu de l'équipe GTM de chantier: il s'agissait d'une opération délicate de vérinage pour mobiliser le fonctionnement de l'arc. Elle a été suivie par une instrumentation. À la fin du vérinage, le démontage du cintre a pu être effectué.



Bétonnage de la dalle.

Mise en compression du tube principal

Le report des charges du poids propre de l'ouvrage sur ces massifs a été conduit par vérinage en deux étapes. L'entreprise GTM a mené le vérinage symétriquement à l'aide de 2 fois 10 vérins de 150 tonnes. À chaque naissance de l'arc, les vérins couplés étaient disposés par cinq dans deux tiroirs parallèles. L'ensemble des vérins appliquait ainsi à la platine un effort normal, sans lui transmettre aucun moment fléchissant.

La première étape de vérinage a permis fin mars de décentrer le tablier et de mettre en charge les fondations. Le déplacement de chaque platine d'about de l'arc a été de 20 millimètres, tandis que les massifs de fondation ont tassé respectivement de 1 et 4 millimètres de façon instantanée.

L'entreprise a ensuite bloqué les vérins munis d'érous de sécurité pendant la pose des superstructures et la mise en œuvre des chaussées.

Après le tassement des sols de fondation, il a été procédé début mai au deuxième vérinage de cinq millimètres à chaque naissance dans des conditions de température choisies (10 à 12 °C). L'équipe de

maîtrise d'œuvre et de contrôle a élaboré cette procédure avec l'entreprise de façon à n'emprisonner, à cette température, aucun moment parasite dans l'arc. L'arc a été enfin clavé sur les massifs en vérifiant par une instrumentation qu'il n'y avait plus de mouvements relatifs des appuis.

Suivi et instrumentation

Pour vérifier les conditions réelles de fonctionnement de cette structure, un programme de mesure défini avec le SETRA a été mis en œuvre par le CETE du Sud-Ouest.

Des contrôles ont été effectués lors de la mise en appui définitif de la poutre en arc préalablement comprimée par vérinage et au cours des épreuves réglementaires de l'ouvrage afin de suivre :

- l'évolution des déformations de la poutre et de quelques bracons avec des jauges d'extensométrie,
- la mesure des déplacements verticaux et des flèches avec des flexigraphes,
- l'évolution de la température dans les différents éléments de l'ouvrage au cours des deux interventions.

Les efforts et les déformations ainsi mesurés dans la structure se sont avérés parfaitement conformes aux prévisions établies grâce au modèle ST1 de Jacques Resplendino. ■

Jacques BERTHELLEMY,
Alain BOURJOT, Michel CLÉMENT

Phase de vérinage.



DA - 5 - ANTREMAS - LES PRINCIPALES QUANTITÉS

■ Béton:	
— B35	620 m ³
— B 30 avec 5% d'air occlus (pour la résistance au gel et aux sels de déverglaçage)	300 m ³
■ Aciers HA et DX	100 000 kg
■ Aciers laminés	109 000 kg
■ Précontrainte	19 000 kg



Photo SETRA - G. Forquet

PASSERELLE TOURNÉE

sur l'autoroute A4 à Noisy-le-Grand

La passerelle franchit l'autoroute A4 à Noisy-le-Grand entre le quartier du Montfort et le quartier central du Pavé Neuf. L'Établissement Public d'Aménagement de Marne-la-Vallée en est le Maître d'Ouvrage.

La structure du tablier retenue à l'issue des études d'avant-projet est une dalle nervurée en béton précontraint de trois travées de 22,35 - 43,70 et 22,35 mètres de portée (figures 1 et 2). La grande travée centrale franchit d'une portée les deux chaussées

de l'autoroute. Le tablier est construit en deux parties bétonnées sur cintre, de part et d'autre de l'autoroute, et mises en place par rotation.

Le projet présente deux originalités sur lesquelles nous souhaitons insister dans cet article: le traitement architectural, qui a été assez approfondi pour un ouvrage de cette nature, et le mode de mise en place par rotation, dont le principal intérêt est d'éviter toute gêne à la circulation de l'autoroute pendant les travaux.

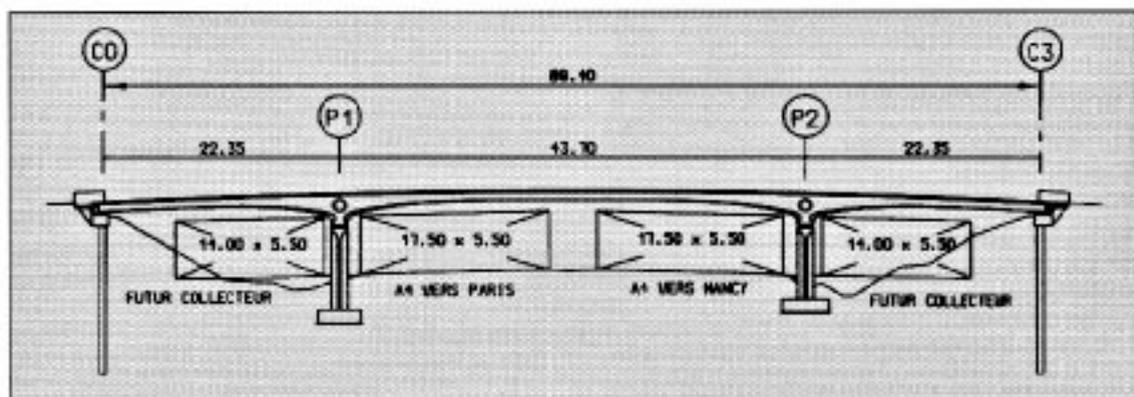
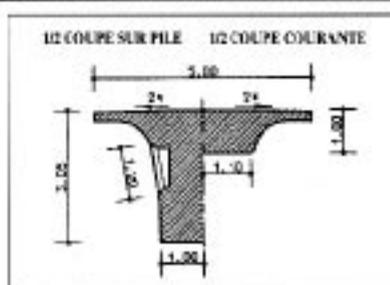


Figure 1: coupe longitudinale.

Figure 2: coupes transversales.



Architecture de l'ouvrage

De nos jours, trop d'ouvrages d'art courants sont encore construits sans souci architectural, la simplicité étant considérée comme gage d'économie. Pour ce projet, nous avons travaillé les lignes et prévu quelques aménagements architecturaux sobres afin de réaliser un ouvrage original et élégant. La conception est néanmoins restée très simple pour ne pas bouleverser l'économie du projet.

L'idée de base, que nous avons développée avec Michel Virlogeux et l'architecte Berdj Mikaélian, était de rechercher une structure classique la plus

fine et la plus transparente possible. Nous avons retenu une structure de tablier à dalle nervurée, de hauteur variable compte tenu de la portée. La dalle est élancée au 1/44^e à la def. Pour donner de la minceur, nous avons concentré la variation de hauteur sur une longueur réduite de part et d'autre des piles. Nous avons retenu une variation

INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
Établissement Public de
Marne-la-Vallée

Maîtrise d'œuvre :
DOE de Seine-Saint-
Denis

Architecte :
Berdj Mikaélian

Conception et contrôle :
SETRA

Entreprises :
Groupement Quillery-
Razel

Études d'exécution :
SECOA et ETP

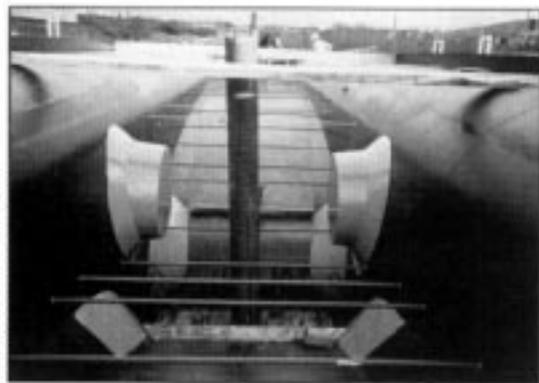


Photo 1: le coffrage du tablier au niveau du voussoir sur pile. On peut remarquer le tube de réservation pour l'axe de rotation.

selon une courbe cubique qui produit une remontée rapide de l'intrados et qui présente en outre l'intérêt de pouvoir raccorder l'intrados de la hauteur variable à celui de la hauteur constante des zones courantes selon une continuité parfaite en pente et en courbure.

La minceur a été renforcée par des « cornes de vache » qui sont des découpes en biseau de l'intrados du tablier, dont l'effet d'ombre masque en partie la hauteur du tablier. Des découpes sur les piles rappellent les cornes de vache du tablier. Enfin, sur pile, un médaillon en renforcement dans le tablier atténue la lourdeur produite par la forte épaisseur.

Les entreprises ont accueilli de manière mitigée les aménagements architecturaux. Elles ont répondu à l'appel d'offres avec des prix de coffrage assez élevés (entre 600 et 1 000 F/m², hors étaieage), notamment en raison de la géométrie complexe de l'intrados du tablier.

Le groupement d'entreprises Quillery-Razel, à qui fut attribué le marché, a mis en œuvre d'importants moyens pour obtenir un résultat de qualité. Pour le tablier, des coffrages spécifiques, en bois baké, ont été fabriqués dans l'usine de l'entreprise Ricard, près d'Aix-en-Provence, qui est spécialisée dans la fabrication de coffrages spéciaux (photo 1).

L'allure de la passerelle, maintenant achevée, est très réussie et conforme aux attentes (photos 2 et 3).

La rotation des fléaux

La mise en place par rotation des fléaux est une technique qui n'est pas nouvelle (voir monographie) et qui présente un avantage considérable: elle permet d'éviter toute interaction entre le chantier et l'exploitation de la voie franchie. Elle devrait, à notre sens, être plus souvent envisagée pour le franchissement de voies très circulées.



Photo 2: élévation de l'ouvrage achevé.



Photo 3: une vue de l'ouvrage achevé.

Sur le plan du fonctionnement mécanique du tablier, la construction par rotation s'apparente à la construction par encorbellements successifs. Ainsi, le câblage est constitué de câbles de fléau (cinq câbles 19T15 S par fléau) tendus avant la rotation, et de câbles de solidarisation continus sur toute la longueur de l'ouvrage (trois câbles 19T15 S), tendus après clavage. Dans notre cas, la précontrainte finale permet d'équilibrer, en moment, 80% des charges permanentes, afin de réduire les déformations de fluage que l'on peut craindre sur une dalle aussi élancée.



Photo 4 : l'un des fléaux avant rotation. On peut observer la bécquille de rotation et son chemin de roulement.

Photo SETRA - G. Forquet

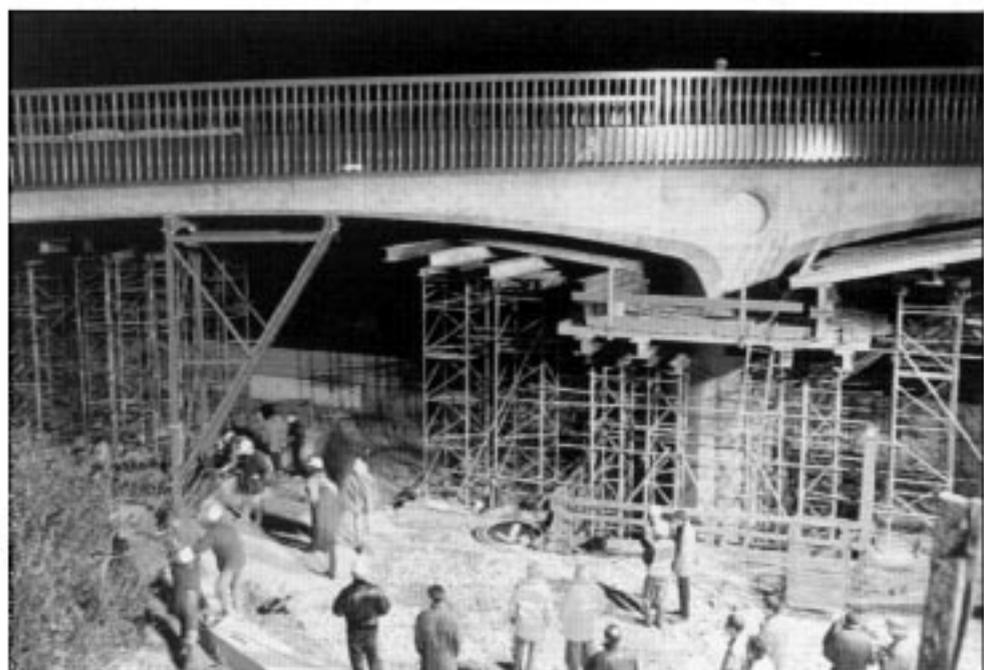


Photo 5 : la rotation du tablier : la passerelle dans son ensemble.

Photo SETRA - G. Forquet



Photo SETRA - G. Forquet

Photo 6 : la rotation du tablier : deux ouvriers actionnent le tire-for et la bécquille avance sur ses rouleurs express.

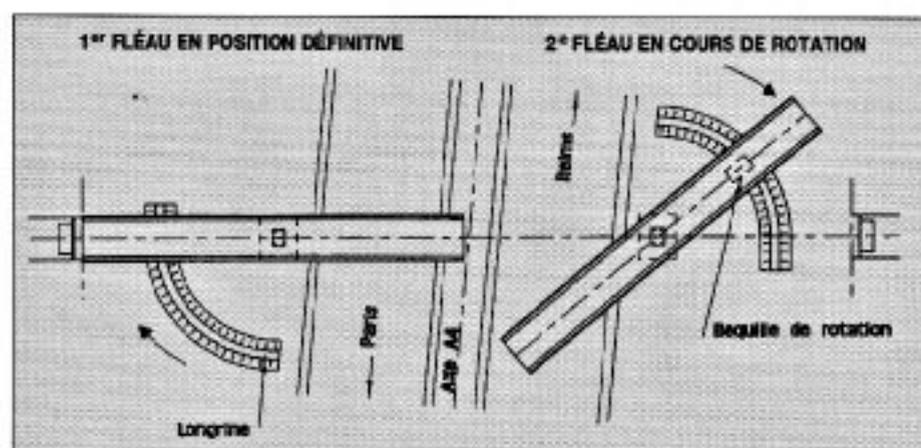


Figure 3: une phase de la cinématique de rotation.

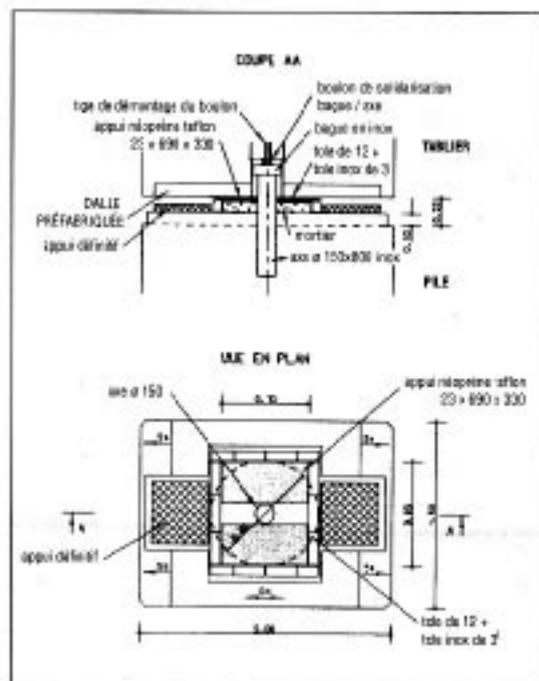


Figure 4: dispositif de rotation en tête de pile.

PRINCIPALES QUANTITÉS POUR LE TABLIER

Béton:	338 m ³
Aciers passifs:	34 t (100 kg/m ³)
Aciers de précontrainte:	13 t (38 kg/m ³)

MONOGRAPHIE DES PONTS TOURNÉS EN FRANCE

1969	Pont de Breslilly sur l'Ognon (tourné de 10°)
1975	Pont de La Fontenelle sur l'Escaut
1980	Passerelle de Meylan sur l'Isère
1981	Passerelle de l'Illhof sur l'Ill
1982	Pont de Rossillon sur voies SNCF
1982	Pont de La Flèche sur le Loir
1983	Pont de Brassilly sur le Fier et sur voies SNCF
1991	Pont de Gilly-sur-Isère
1991	Pont des Martyrs sur l'Isère
1994	Passerelle de Noisy-le-Grand sur l'A4

La technique de rotation mise en œuvre pour la passerelle est assez simple (figure 3):

— le tablier tourne sur la pile, en appui sur deux appareils d'appui glissants (néoprène-téflon), placés au milieu de la tête de pile; le tablier est guidé dans sa rotation par un axe métallique placé entre les appareils (figure 4);

— le tablier est aussi stabilisé en travée de rive par une béquille de rotation qui roule sur une longrine en béton armé (photo 4); la béquille est chargée d'environ 20 tonnes pendant la rotation.

La conception de l'axe est telle que l'on peut le conserver en phase de service afin de servir de butée en cas de choc ou séisme. Le reste du dispositif de rotation (appui néoprène...) est démonté avant la mise sur appuis définitifs.

Les rotations des fléaux ont eu lieu les soirs des 11 et 13 avril 1994 (photos 5 et 6).

Par prudence, la circulation sur l'autoroute a été interrompue sous le fléau tourné, sans que cela soit nécessaire pour le chantier. L'opération s'est déroulée sans difficulté. Chaque rotation a duré un peu moins de deux heures.

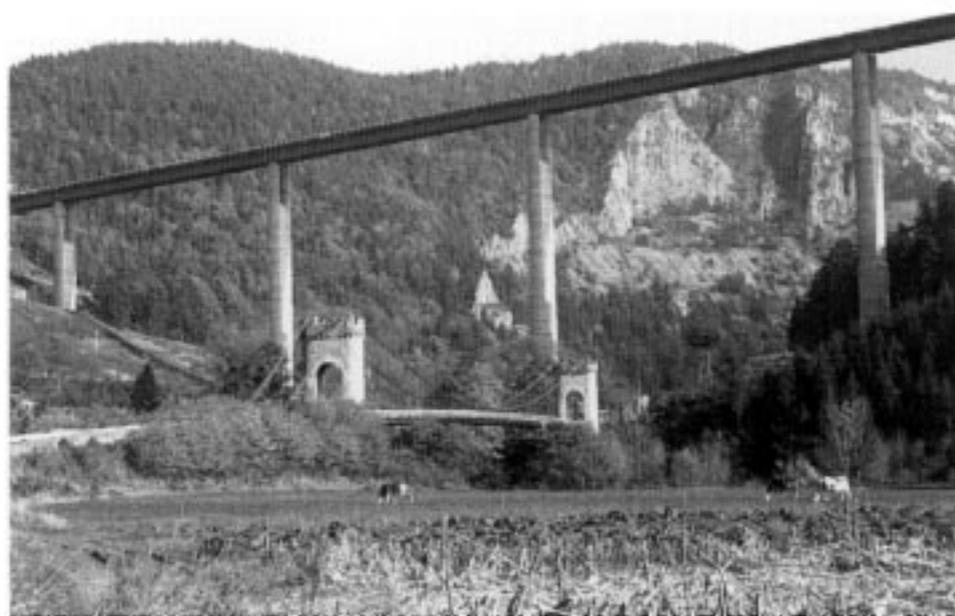
La passerelle est aujourd'hui en service. Le coût total de construction s'élève à 10,1 MF toutes taxes comprises, y compris les accès. ■

Éric CONTI,
Hélène OUDIN-HOGRAINDLEUR



VIADUC DU LIGNON

déviation de Pont-de-Lignon



La RN 88 traverse la Haute Loire sur 98 km. Elle y constitue un support économique vital, assurant vers Saint-Étienne, Lyon et la vallée du Rhône, le désenclavement du Puy-en-Velay et l'irrigation des principales zones d'activités et des zones urbanisées.

Entre Saint-Maurice de Lignon et Monistrol-sur-Loire, la RN 88 franchit la profonde vallée du Lignon avec un dénivelé et une sinuosité très importants.

Aucune solution d'aménagement sur place n'ayant pu être envisagée, la construction d'un viaduc s'est avérée nécessaire. Après l'étude de plusieurs solutions et après avoir fait le bilan de la concertation locale, un tracé comportant un viaduc de 640 m a été adopté. La première phase, mise en service à l'automne 1993, est réalisée à 2 voies sur une longueur de 3 300 m avec la construction d'un premier viaduc.

L'ouvrage, d'une longueur de 640 m, franchit la profonde vallée du Lignon, l'ancienne route nationale n° 88 et la route départementale n° 641.

Le tracé en plan est un alignement droit. Le profil en long est en pente constante de 3% dans la direction Le Puy-Lyon. Il fixe le niveau de la chaussée à environ 110 mètres au-dessus de la rivière.

L'ouvrage porte une chaussée bidirectionnelle de 7,00 mètres, à deux voies, bordée de deux bandes

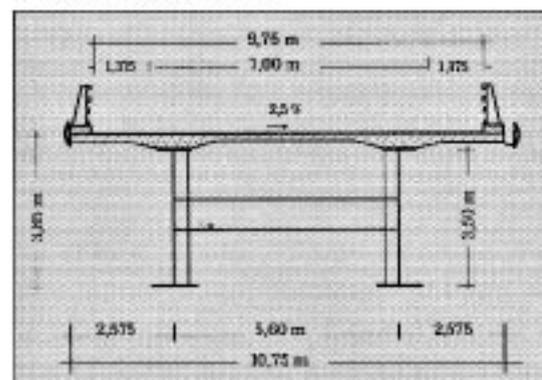
dérasées de 1,375 mètre. La largeur totale entre dispositifs de sécurité, barrières de type BN4, est de 9,75 mètres.

Le dossier d'appel d'offres a été constitué sur la base de deux solutions :

- une solution en béton précontraint à sept travées : 60 m - 90 m - 105 m - 2 x 120 m - 95 m - 50 m. Le tablier comprenait un monocaisson à âmes inclinées à hauteur variable. Les piles les plus hautes étaient encastrées dans le tablier ;
- une solution mixte acier-béton également à sept travées : 65 m - 5 x 100 m - 75 m. Le tablier était du type bipoutre à hauteur constante.

Un des problèmes du projet c'était l'estimation des effets du vent turbulent sur le viaduc. Ces effets ont été calculés par le CSTB avec une approche en deux étapes :

Coupe transversale du tablier.



INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
État

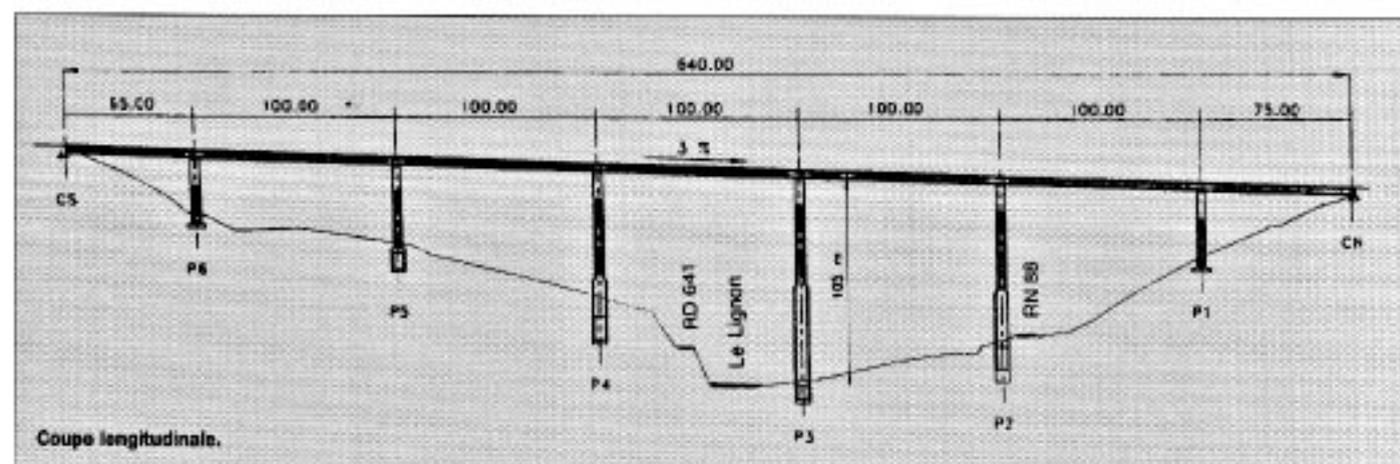
Maîtrise d'œuvre :
DRA de la Haute-Loire

Conception :
— tablier : CETE de Lyon - DDA
— appais : SECOA - Paris

Architecte :
Ch Lavigne

Contrôles :
— tablier : Crrm de Lyon - DDA
— appais : SECOA - Paris

Réalisation :
— charpente métallique : Baudin Châteauneuf
— appais : Citra - Lyon
— dalle de tablier : Demathieu et Bard - Lyon
— BE : IFC Clermont-Ferrand



— la première étape visait l'estimation des caractéristiques du vent moyen et de la turbulence dans le site du viaduc;

— la deuxième étape a porté sur les projets envisagés, l'ouvrage en service et l'ouvrage en construction. Elle visait l'estimation de la réponse de la structure, les résultats étant exprimés en termes de sollicitations et contraintes normales dans les sections caractéristiques de l'ouvrage.

Suite à cette étude, les effets du vent ont été estimés à 2 500 N/m² en service et 1 250 N/m² en construction.

Aucune variante n'était admise en ce qui concerne le tablier et les appuis. Les entreprises pouvaient proposer des variantes concernant le mode d'exécution des fondations.

C'est la solution mixte qui s'est avérée la plus économique suite à la consultation. La solution retenue est conforme à la solution de base du DCE.

Solution retenue

Le tablier est une structure de type hipoutre mixte acier-béton comportant sept travées. Une travée de rive de 75 mètres de portée au nord, cinq travées courantes de 100 mètres de portée et une travée de rive de 65 mètres de portée au sud.

Appuis et fondations

L'ouvrage comporte deux calées classiques fondées superficiellement sur le rocher.

Sur les six piles, trois ont une hauteur variant entre 33 et 42 m. La hauteur des trois autres atteint 73 m pour P1, 82 m pour P2 et 105 m pour P3, la pile la plus haute, implantée près du Lignon.

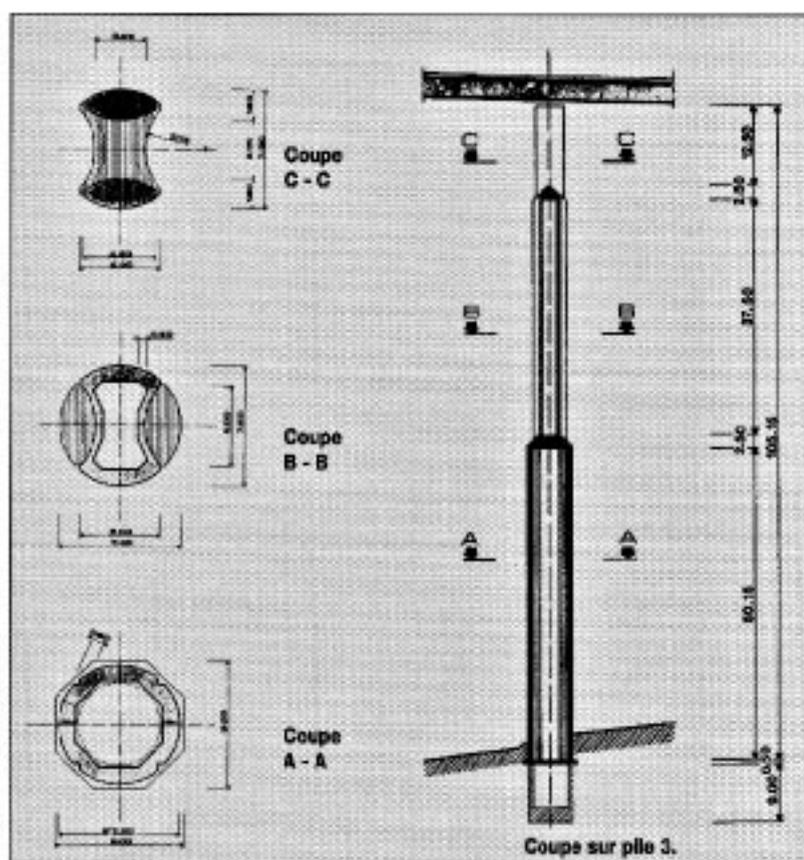
Les piles comportent trois parties présentant des formes différentes :

— la partie inférieure, de forme circulaire, a un diamètre extérieur de 7,50 m et une épaisseur moyenne de 0,80 m, le contour intérieur étant octogonal. Cette partie, qui n'existe que sur les grandes piles, a 50 m de hauteur pour P3;

— la zone médiane de forme concave a un contour extérieur inscrit en partie sur un cercle de diamètre 7,50 m. L'épaisseur minimum de la paroi est de 0,50 m. La hauteur de cette partie est de 37,50 m pour les piles les plus hautes;

— la partie supérieure est constituée de deux fûts

Dessin de coffrage de la pile P3.



pleins de 12,50 m de hauteur, de section elliptique, espacés de 5,60 m et inscrits dans un cercle de 7,50 m de diamètre. Chaque fût de 4,50 m de largeur a une épaisseur maximale de 1,90 m et supporte une des poutres de la structure métallique.

La transition entre les différentes sections transversales est assurée par des zones pleines de 2,50 m de hauteur.

Les piles ont été réalisées à l'aide de coffrages grimpants, un pour chacune des trois formes de la pile. Une «levée» était réalisée tous les deux jours. Un soin particulier a été apporté à la surface des coffrages et à la mise en œuvre du béton pour éviter toutes marques ou traces disgracieuses sur le parement des piles.

Le béton utilisé est un béton B40. Le ferrailage a été fabriqué au sol et assemblé dans le coffrage.

Les piles P1 et P6 sont fondées superficiellement au rocher. Les autres piles sont fondées sur «puits marocains» de 7,50 m de diamètre creusés sur une hauteur variant de 9 à 18 m. Chaque puits a une épaisseur de paroi de 1,20 m et possède, à sa base, un radier de 2 m d'épaisseur et un diaphragme supérieur assurant la transition avec le départ de la pile.

L'ouvrage devant être doublé ultérieurement, l'ensemble des puits du deuxième tablier a été réalisé. Il est prévu des manchons en attente pour la reprise des futurs fûts.

Charpente métallique

La charpente métallique est constituée de deux poutres principales de 3,50 mètres de hauteur, soit un élanement de 1/28^e.

Les poutres sont écartées de 5,60 mètres et sont reliées par des entretoises courantes de 0,8 m de hauteur. L'espacement des entretoises est de 8,125 m dans la travée de rive sud et 8,333 m dans les autres travées.



Vue élancée d'une pile lors de sa construction.

Au droit des piles, les poutres principales sont reliées par une entretoise de 1,6 m de hauteur.

La semelle supérieure des poutres principales a une largeur de 900 mm. Son épaisseur varie de 30 à 120 mm :

- 30 mm en parties courantes,
- 40 à 80 mm au voisinage des piles (tôle profilée en long),
- 120 mm sur piles.

La semelle inférieure des poutres a une largeur de 1 000 mm. Son épaisseur varie de 35 à 120 mm :

- 35 mm en parties courantes,
- 45 à 85 mm au voisinage des piles (tôle profilée en long),
- 120 mm sur piles.

L'âme a une épaisseur de 22 mm en travée et 25 mm au voisinage des piles, soit des élanements de 1/155^e et 1/130^e.

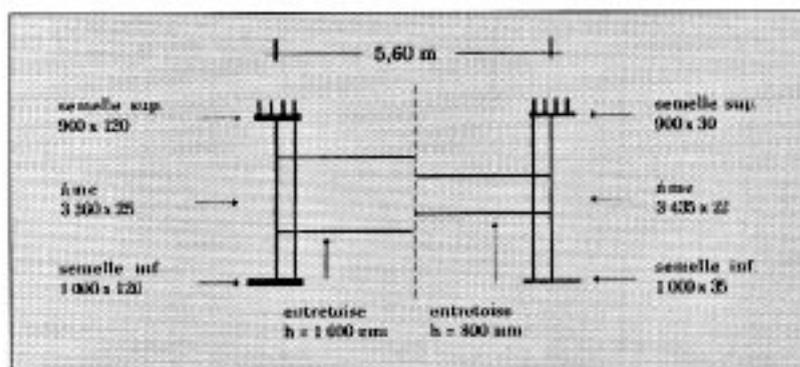
Les aciers sont de nuances suivantes :

- Fe 510 DD1 pour $t \leq 30$ mm,
- E 355 R pour $30 < t \leq 80$ mm,
- E 355 FP1 pour $80 < t \leq 120$ mm.

La charpente a été réalisée dans les ateliers de Baudin-Chateaufort à Chateaufort-sur-Loire. Les poutres ont été fabriquées par tronçons de 26 à 35 mètres de longueur.

Les tronçons de poutres et les entretoises ont été

Charpente métallique :
1/2 coupe sur piles et
1/2 coupe courante.



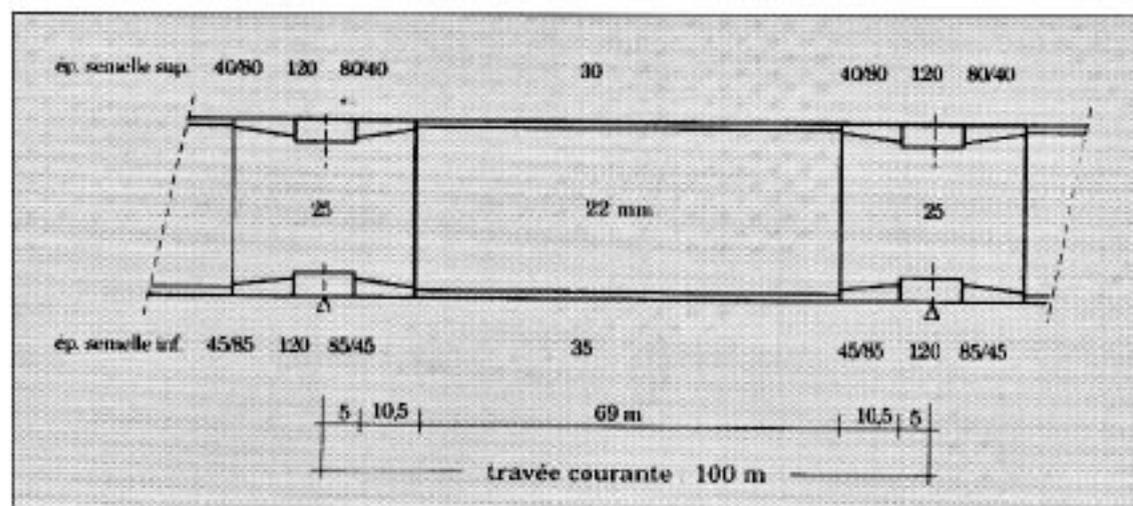


Schéma de répartition matière d'une travée courante.

acheminés par la route jusqu'à la plate-forme de montage située au nord de l'ouvrage. Ils ont été assemblés, réglés et soudés, sur le site, avant chaque phase de lancement.

Le lancement de l'ossature métallique s'est effectué à l'aide d'un avant-bec de 43,60 mètres de longueur en utilisant des chaises à galets (4 galets pour les culées et les piles P2 à P6, 6 galets pour la pile P1).

Les opérations de lancement ont comporté quatre phases principales :

- phase 1 : assemblage des premiers tronçons et lancement au-delà de la pile P1 ;
- phase 2 : assemblage des tronçons suivants et lancement au-delà de la pile P3 ;
- phase 3 : assemblage des tronçons suivants et lancement au-delà de la pile P5 ;
- phase 4 : assemblage des derniers tronçons, lancement jusqu'à la culée sud et descente sur appuis définitifs.

La stabilité au vent a été assurée par deux nappes de contreventement en croix de Saint-André. Ce contreventement a été déposé après réalisation de la dalle de couverture. La résistance de la structure au passage des chaises à galets a été vérifiée d'après l'Eurocode 3.

Dalle de couverture

La dalle en béton armé a 10,75 m de largeur. Son épaisseur varie de 0,22 m en partie courante à 0,35 m au droit des poutres.

La connexion est réalisée par des goujons Nelson de 22 mm de diamètre et de 150 mm de hauteur.

Le ferrailage a été préfabriqué sur la plate-forme



d'accès au sud de l'ouvrage et mis en place par lancement par éléments de 24 m de longueur. Les cages d'armatures, reposant sur des chariots, ont été tirées à l'aide d'un treuil électrique à télécommande.



La dalle a été réalisée, par plots de 12 m de longueur, à l'aide de deux outils coffrants se déplaçant sur les poutres principales. Les équipages ont permis une exécution symétrique de la dalle à partir des deux extrémités de l'ouvrage. La cadence d'exécution était d'un plot tous les deux jours par outil coffrant.

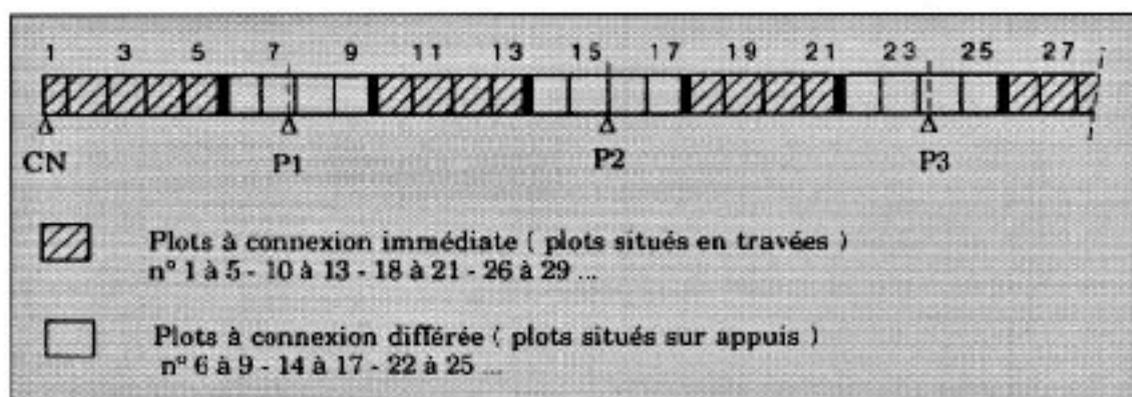
Afin de réduire la fissuration de la dalle dans les zones de moment négatif, la cinématique suivante a été adoptée :

- les plots situés en travée ont été exécutés de façon traditionnelle, connectés aux poutres métalliques ;
- les plots encadrant les piles (2 plots de 12 m de

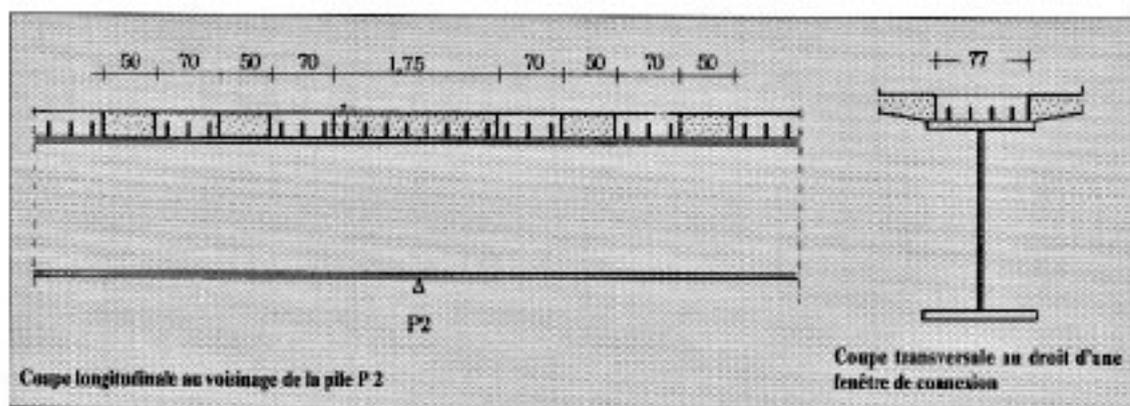
chaque côté) ont été réalisés « non connectés » à la charpente. Ces plots ont été désolidarisés des plots situés en travée et comportaient des évidements au droit des connecteurs ;

— après l'exécution de la totalité de la dalle, il a été procédé à la connexion des parties sur pile en bétonnant les évidements et les clavages.

Ce mode d'exécution a permis une nette diminution des contraintes de traction dans la dalle. Les contraintes dans la dalle, en fin de bétonnage, sont portées sur deux graphiques. Les calculs sont faits en supposant le béton non fissuré et ne tiennent pas compte du retrait au jeune âge.



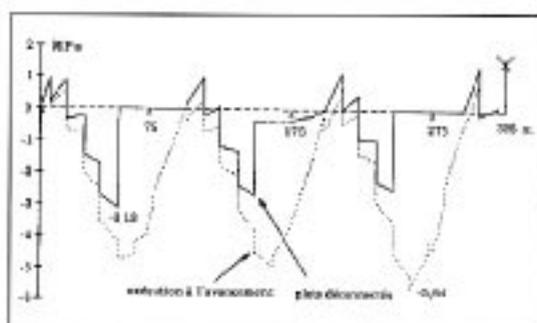
Mode d'exécution de la dalle.



Principe de connexion dans les zones «déconnectées».

Contraintes à court terme (n = 6)

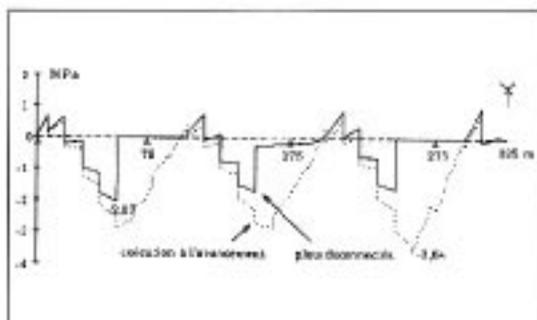
La cinématique adoptée («plots déconnectés») limite les tractions à moins de 0,5 MPa dans les zones de moment négatif. Dans l'exécution à l'avancement les tractions auraient largement dépassées 4 MPa dans les mêmes zones. Ce mode d'exécution réduit également les tractions dans les zones en travée.



Contraintes dans la dalle après bétonnage (n = 6, sans retrait).

Contraintes calculées avec n = 18

On constate également une diminution sensible des tractions. La traction maximale est de 3,64 MPa pour une exécution à l'avancement contre 2,07 MPa pour la cinématique utilisée (plots déconnectés).



Contraintes dans la dalle après bétonnage (n = 18, sans retrait).

Le mode d'exécution de la dalle permettant une connexion différée dans les zones de moment négatif est un procédé intéressant. Il permet une réduction très importante des contraintes de traction. Contrairement à la cinématique de bétonnage par pianotage, il n'exige pas de transferts d'outil coffrant. Ce mode d'exécution est à utiliser moyennant les précautions suivantes :

- les zones déconnectées doivent être liaisonsées à la structure au moins en un point. Dans le cas du viaduc du Lignon, ces zones étaient connectées à la charpente au droit des piles ;
- les connecteurs doivent être regroupés dans des «fenêtres» dans les zones déconnectées ;
- il faut séparer les plots déconnectés des plots connectés en prévoyant des zones de clavage de 0,80 à 1,00 m de largeur ;
- le bétonnage des clavages et des «fenêtres» de connexion doit être effectué le plus tard possible.

Dans le cas du viaduc du Lignon, malgré la réduction importante des contraintes de traction, la dalle a été ferrillée longitudinalement à 1% sur toute sa longueur. ■

Daniel FORESTIER, Ferry TAVAKOLI

LES CHIFFRES

■ Tablier	
Charpente :	1 900 tonnes (276 kg/m ² de tablier)
Connecteurs :	15 tonnes
Protection anticorrosion :	15 000 m ²
Béton :	2 100 m ³ (épaisseur moyenne = 30 cm)
Acier BA pour tablier :	440 tonnes (230 kg/m ³)
■ Appuis et fondations	
Béton pour piles :	6 300 m ³
Béton pour culées :	400 m ³
Béton pour fondations :	2 500 m ³
Principaux ratios des appuis :	
— puits :	135 kg/m ³
— piles :	120 kg/m ³
■ Coût et financement	
• Coût de l'ouvrage :	70 MF
• Financement :	
— État :	50%
— Région Auvergne :	32%
— Département de la Haute-Loire :	18%

RENFORCEMENT D'OUVRAGES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Les ponts constitués par une poutre-caisson en béton précontraint, construits par encorbellement avant la parution de la circulaire de la Direction des Routes du 2 avril 1975, présentent, le plus souvent, des désordres liés:

- à une insuffisance de la précontrainte longitudinale,
- à des contraintes locales excessives (diffusion de précontrainte, entrainement provoqué par des forces concentrées importantes...).

Depuis 1975, le CETE de Lyon a contribué à la réparation de nombreux ouvrages d'art de ce type, réalisés sur sa zone d'action. À ce jour, tous les

ouvrages susceptibles de nécessiter de tels travaux n'ont pas bénéficié de remise en état. Actuellement, trois ouvrages font l'objet de travaux importants. Un quatrième chantier devrait s'ouvrir prochainement. Si les principes de réparation sont maintenant bien connus, il importe de garder à l'esprit que toutes ces opérations présentent des aspects particuliers et nécessitent des mises au point délicates, pour s'adapter à l'existant.

Nous présenterons, successivement, deux opérations en cours d'exécution:

- Pont de Beure sur le Doubs,
- Pont de Bourg-Saint-Andéol sur le Rhône.

Réparation du pont de Beure sur le Doubs

INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage:
État

Maîtrise d'œuvre:
DDE du Doubs

Projet de réparation:
CETE de Lyon - DOA

Réalisation:
Spic-Citra

Études d'exécution:
Europe Études Geot

Contrôle:
CETE de Lyon

Présentation de l'ouvrage

Le pont de Beure est un ouvrage qui franchit le Doubs au sud de Besançon. Il porte la RN 273. Il s'agit d'un pont courbe ($R = 500$ m) et biais (biais = 84 grades), en béton précontraint construit par GTM en 1971.

L'ouvrage comporte 3 travées de 38 m - 54 m et 38 m de portées. Il porte une chaussée de 7,5 m et un trottoir de 1,7 m. L'ouvrage devrait être doublé à terme. Le tablier est constitué d'une poutre-caisson de hauteur constante, égale à 2,24 m, construit par encorbellements successifs à partir des piles. Les voussoirs courants, longs de 2,20 m, ont été coulés sur place. L'extrémité aval du hourdis supérieur, large de 1,45 m et située sous le trottoir, a été coulée une fois tous les clavages terminés.

L'ouvrage est précontraint longitudinalement par

des câbles SEEE type F7.500P toronnés à faible relaxation. Tous les câbles ont un ancrage passif et un ancrage actif. Dans les travées de rive certains câbles de continuité sont ancrés dans le hourdis supérieur.

Désordres constatés - Essais

Le Laboratoire de Blois a effectué, en 1972, un contrôle par gammagraphie des gaines de précontrainte en travée de rive gauche. Cette campagne a montré que certains câbles étaient mal injectés, voire pas du tout injectés en certains endroits.

L'ouvrage a fait l'objet d'une visite détaillée par le Laboratoire d'Autun, en mars 1991. Un plan de fissuration de l'ouvrage a été élaboré lors de cette visite. Cette inspection détaillée a recensé les désordres suivants:

Hourdis inférieur

Il présente une importante fissuration.

- Un réseau très dense de fissures « en arêtes de poisson » avec des ouvertures pouvant atteindre 2 mm à l'intérieur du caisson. Ces fissures sont dues à la diffusion des efforts des câbles de continuité.

- Des fissures longitudinales situées le long des âmes à l'intérieur du caisson et dans l'axe du hourdis à l'extérieur du tablier. L'ouverture des fissures intérieures est de l'ordre du mm et atteint même 2,6 mm dans la travée de rive droite. À l'extérieur, l'ouverture maximale est de 0,5 mm. L'origine des fissures situées à l'intérieur du caisson le long des âmes pourrait être un excès des contraintes de cisaillement dues à la diffusion, l'effort tranchant et la torsion, aggravée par l'effet de flexion transversale. Les fissures extérieures, le long des câbles, pourraient être causées par la flexion transversale.

- Des fissures transversales d'ouverture maximale 0,2 mm à l'extérieur et 0,4 mm à l'intérieur.

Âmes

Les âmes ne comportent aucune fissuration dans les travées de rive. Dans la travée centrale, on observe une fissuration verticale de quelques joints de voussoir. L'ouverture maximale des fissures est de 0,4 mm.

L'ouvrage a été soumis à un programme d'essais de chargement en novembre 1991. Cinq sections de joint de voussoir ont été instrumentées par une association jauges-capteurs. Le but de ces essais était de déterminer les moments de décompression afin d'évaluer la précontrainte réelle de l'ouvrage. Ces essais ont montré une bonne corrélation entre les résultats des mesures et ceux issus des calculs. Ceci laisse à penser que les câbles de précontrainte sont en bon état.

En avril 1992, le Laboratoire de Blois a procédé à un nouveau contrôle de l'injection de certains câbles avec le système Scorpion (contrôle radiographique). Cette campagne a montré une bonne injection des câbles dans le hourdis inférieur, alors que la moitié des câbles situés dans les âmes présentent des défauts d'injection. Cependant, selon le rapport du Laboratoire, compte tenu du tracé des câbles et de la nature des guines, la pénétration d'eau est peu probable. Cette campagne a également mis en évidence des écarts importants entre les tracés théoriques et réels des câbles.

En mai 1992, le Laboratoire de Lyon a procédé à

une pesée des réactions d'appui de la culée rive droite. La valeur mesurée, 179 t, est conforme à la valeur théorique qui est de 181 t.

Recalcul du tablier

Le recalcul du tablier a été effectué à l'aide du programme ST1 du SETRA avec la méthode de flUAGE forfaitaire.

Les calculs ont été faits conformément au règlement de calcul BPEL 83 en considérant la précontrainte moyenne « Pm ». Ils ont donné les résultats suivants :

- les contraintes sont admissibles à l'ELS quasi permanent ;
- à l'ELS fréquent on observe une traction de 0,1 MPa sur pile en fibre supérieure ;
- à l'ELS rare on atteint une traction de 3,4 MPa en travée (fibre inférieure) et 1,4 MPa sur pile (fibre supérieure) ;
- les contraintes de cisaillement dans les âmes sont admissibles, mais celles à la jonction âme-hourdis dépassent largement les contraintes limites. Les cisaillements à la jonction âme-hourdis résultent du cumul de l'effort tranchant, de la torsion et de la diffusion des câbles de précontrainte ;
- le ferrailage des âmes est légèrement insuffisant au voisinage des piles. Le ferrailage du hourdis inférieur est nettement insuffisant dans les deux directions. Ceci explique le nombre important de fissures dans le hourdis inférieur.

Réparations envisagées

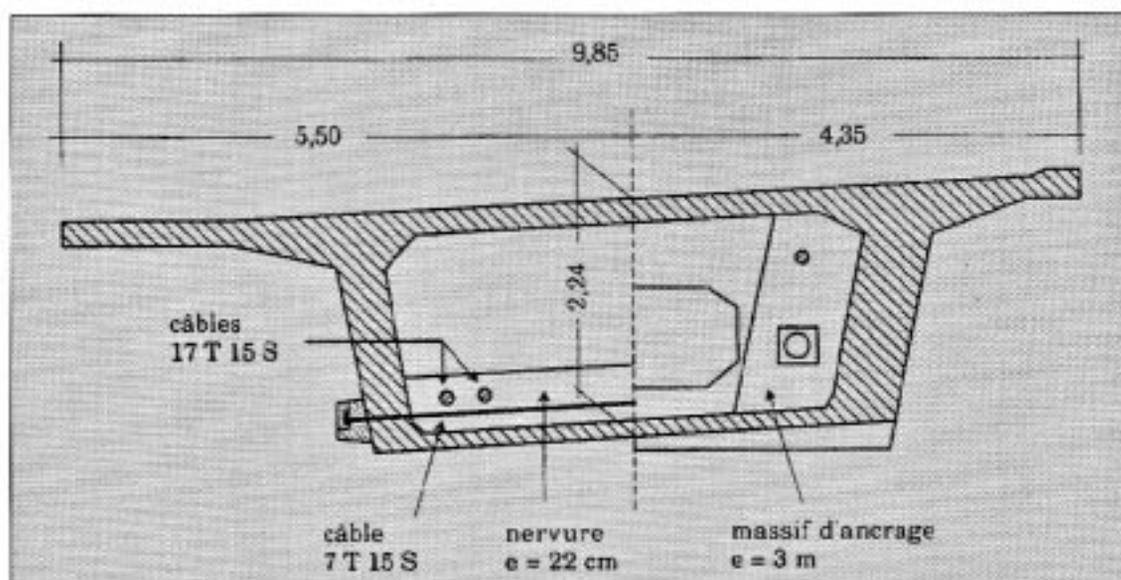
L'avant projet de réparation, réalisé au 2^e semestre 1992, comprenait :

- une précontrainte additionnelle transversale assurée par des monotorons T15S. Il était prévu un dispositif de centrage dont le rôle était de bien canaliser l'effort de compression dans le hourdis inférieur. La précontrainte transversale avait pour but :

- de refermer les fissures longitudinales situées dans le hourdis,
- de resolidariser les âmes avec le hourdis inférieur ;

- une précontrainte additionnelle longitudinale composée de 4 câbles 17T15S. Le câblage prévu était de type croisé. Chaque câble régnait sur 2 travées et était ancré, d'un côté sur pile, et de l'autre côté près de la culée. Il était prévu de tendre les câbles depuis les culées. Les câbles étaient ancrés sur des massifs d'ancrage cloués à la structure existante. Ils étaient déviés par 2 déviateurs en béton armé situés dans la travée centrale ;

1/2 coupe à la clé
et 1/2 coupe sur pile.



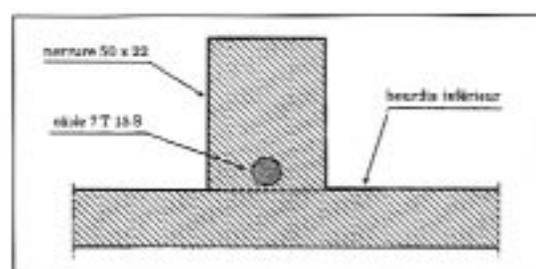
■ l'injection des fissures dont l'ouverture est supérieure à 0,3 mm.

Exécution des travaux

La consultation des entreprises a eu lieu durant l'été 1993. Cinq entreprises ont remis des offres. Après analyse et entretiens, le marché a été attribué à l'entreprise Spie-Cira avec comme bureau d'études Europe Études Gecti.

L'entreprise et son bureau d'études ont apporté quelques aménagements au projet de base :

■ la précontrainte additionnelle transversale, pré-



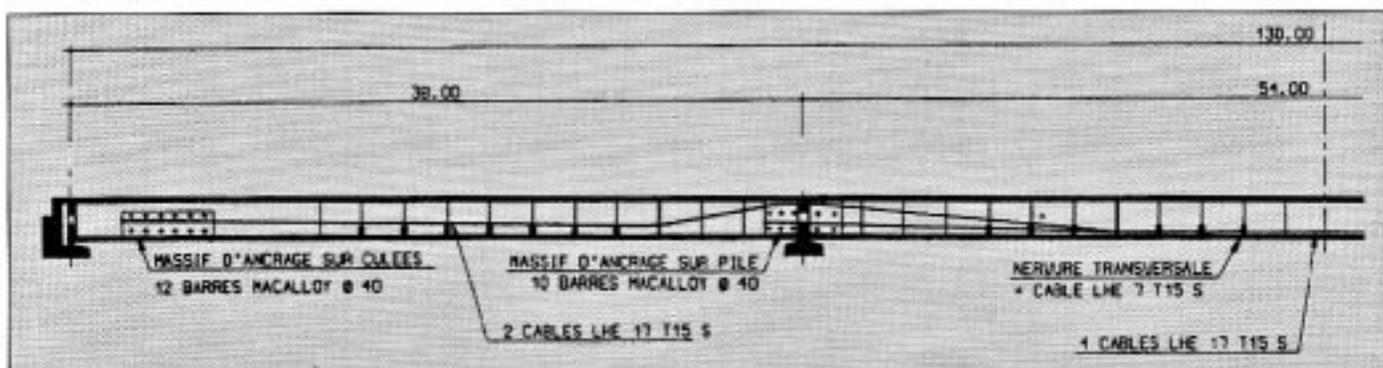
Précontrainte trans-
versale.

vue en monotorons, au nombre de 6 par voussoir (3 à l'extérieur et 3 à l'intérieur du caisson), a été remplacé par un câble 7T15S passant à l'intérieur du caisson dans une nervure en béton armé de 50 cm de hauteur et 22 cm de largeur. Le câble est situé suffisamment bas afin de comprimer la fibre inférieure du hourdis. La nervure a pour rôle d'empêcher le flambement du hourdis inférieur dont l'épaisseur est très faible (16 cm) ;

■ les plaques d'ancrages de la précontrainte transversale, prévues en acier moulé, ont été remplacées par des plaques en béton fretté ;

■ la précontrainte additionnelle longitudinale a subi une petite modification suite aux calculs justificatifs d'E.E.G. Ces calculs ont montré que malgré la précontrainte additionnelle, il restait une petite zone dans les travées de rive près des piles, où persistaient des contraintes de traction en fibre inférieure à l'E.T.S rare. L'objectif du renforcement étant de ne pas admettre de traction à l'E.T.S rare, le bureau d'études a proposé une modification du tracé des câbles et a prévu un déviateur dans chaque travée de rive.

1/2 coupe longitudinale.



Des études aux éléments finis ont permis de dimensionner le ferrailage et les aciers de scellement des massifs d'ancrage des câbles, longitudinaux. Les massifs sont cloués à l'aide de 12 barres Macalloy \varnothing 40 sur culées et 10 barres Macalloy \varnothing 40 sur piles.

Une campagne de gammagraphie, réalisée en début de chantier, a permis d'implanter les forages pour les barres de clouage en évitant les conflits avec les câbles de fléau.

L'efficacité du renforcement sera contrôlée par une instrumentation sur 3 sections situées en travée centrale. Chaque section sera équipée de jauges permettant de suivre l'effet de la précontrainte transversale et longitudinale.

Les travaux ont démarré au début 1994 et seront achevés durant l'été de la même année. ■

Bernard BOUVY, Ferry TAVAKOLI

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Précontrainte longitudinale :	8 000 kg
Précontrainte transversale :	1 450 kg
Barres de clouage :	1 300 kg
Injection de fissures :	130 ml
Scellement d'aciers HA 16 :	2 240 u
Béton B35 :	60 m ³
Aciers pour BA :	8 800 kg

Réparation du pont de Bourg-Saint-Andéol

Présentation de l'ouvrage

La route départementale 86 K franchit le Rhône au niveau de Bourg-Saint-Andéol sur un ouvrage construit par l'entreprise Campenon-Bernard au cours des années 1970-1971.

Il s'agit d'un pont en béton précontraint, de 326 m de longueur entre appuis extrêmes. Il comporte cinq travées, dont les portées (rive droite vers rive gauche) sont de : 45 m - 78 m - 78 m - 78 m - 47 m.

La structure est constituée par une poutre-caisson de hauteur variable, de 4,40 m sur piles à 1,80 m à la clé des grandes travées et sur les culées. La construction a été réalisée à partir de voussoirs préfabriqués, mis en place à la grue.

L'ouvrage porte une chaussée de 7 m de largeur, encadrée par deux trottoirs de 1,50 m. Il est élargi sur les derniers mètres de la travée rive droite.

La précontrainte longitudinale est constituée par des câbles 12 \varnothing 8 est 12T13 STUP.

Inspection détaillée - Essais

L'ouvrage a fait l'objet d'une dernière inspection détaillée par le Laboratoire Régional de Lyon en avril 1991, dont les résultats ont mis en évidence

une aggravation de la fissuration depuis la précédente (1988).

Le schéma de fissuration en hourdis inférieur est très classique :

- fissures de diffusion de précontrainte et d'entraînement derrière les bossages ;
- fissures locales à la jonction âme-hourdis inférieur.

Des mesures d'ouverture de fissures mettent en évidence :

- des souffles pouvant atteindre 0,19 mm sous circulation ;
- 0,065 mm sous gradient thermique.

Lors de la construction, des contrôles de l'injection des câbles de précontrainte avaient été effectués par le Laboratoire Régional de Blois, permettant de conclure à la bonne qualité de celle-ci.

Recalcul de l'ouvrage

Le recalcul de l'ouvrage a été réalisé à l'aide du logiciel PCP du SETRA en appliquant la méthode du fluage scientifique.

Les règlements adoptés étaient ceux en vigueur lors de cette étude :

- surcharges suivant fascicule 61, titre II du CPC

INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
Conseil Général de l'Ardèche

Maîtrise d'œuvre :
DNE de l'Ardèche,
assistée de :
— CERF de Lyon - DoA
— Laboratoire Régional de Lyon

Entreprises :
Groupement GRC - VSL

Bureau d'études d'exécution :
J. Tonello

du 29 décembre 1971;

— BPEL 83 (classe II), en considérant la précontrainte moyenne P_m . Rappelons que l'ouvrage étant préfabriqué, les sections de joints doivent rester comprimées sous combinaisons ELS rares.

La DDE de l'Ardèche, qui avait assuré la maîtrise d'œuvre pour cet ouvrage, disposait d'archives complètes, notamment le cahier journalier de chantier et les résultats d'essais de résistance des bétons.

Ces éléments nous ont permis d'établir un phasage de construction conforme à l'exécution et à admettre le béton en classe B 40.

Les principaux résultats étaient les suivants:

- combinaison quasi permanente: contraintes admissibles,
- ELS fréquent: faible traction dans une grande travée (celle voisine de la rive gauche),
- ELS rare: zones de traction dans chaque travée, pouvant atteindre 7 MPa en fibre inférieure.

Les contraintes de cisaillement étaient admissibles.

Principe de réparation

Au vu des résultats des calculs de vérification, il apparaissait évident de prévoir la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle longitudinale, en utilisant les techniques de la précontrainte extérieure.

Le schéma de câblage prévu était le suivant:

- dans les travées de rive: 4 câbles 12T15,
- dans les travées intermédiaires: 8 câbles 12T15.

Cette solution a été préférée à celle mettant en œuvre des unités plus importantes (19T15, par exemple), pour limiter les efforts locaux, notamment sur les entretoises des piles.

Les câbles sont ancrés sur des massifs cloués à la structure existante et présentent des tracés quasi rectilignes (option retenue compte tenu de la faible hauteur du caisson). La technologie reprend celle de la précontrainte extérieure classique: câbles standard sous gaines en polyéthylène haute densité, injectés au coulis de ciment, avec double tubage vers les ancrages.

Des travaux complémentaires étaient prévus pour injecter les fissures, dont l'ouverture était supérieure à 0,3 mm.

Les calculs effectués avec ce câblage permettaient d'obtenir un ouvrage répondant aux spécifications du BPEL 83; seul un point présentait une traction de 0,1 MPa sous combinaison ELS rare.

Exécution des travaux

Les travaux sont en cours et devraient s'achever prochainement (mai 1994).

Par rapport au projet initial, seules quelques modifications mineures ont été apportées par le bureau d'études Tonello, à savoir:

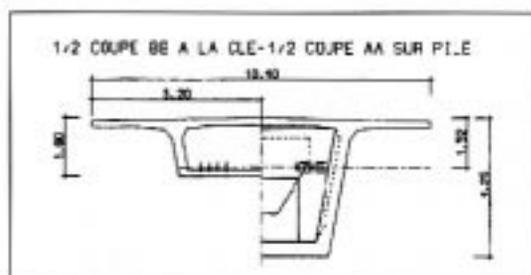
- adaptation du tracé des câbles additionnels en travées, pour tenir compte des dimensions réelles des bossages;
- mise en place d'un buton précontraint à l'avant des massifs d'ancrage vers les culées, pour assurer une meilleure diffusion des efforts de précontrainte longitudinale.

Les travaux réalisés par le groupement GPC-VSL se déroulent normalement. Les forages des âmes ont été effectués sans problème particulier, après gammagraphie des zones à risque. La précontrainte de clouage des massifs d'ancrage a été réalisée sans incident, ainsi que la mise en place des armatures HA 16, scellées dans le béton au droit des massifs d'ancrage et des déviateurs.

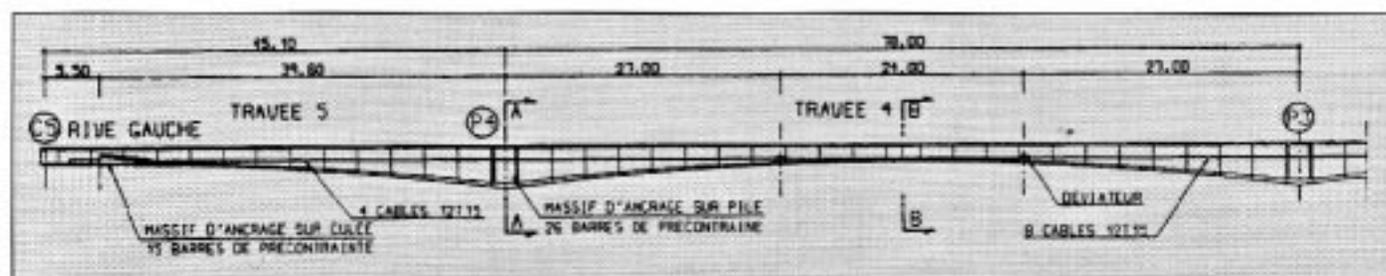
L'ouvrage fera l'objet d'essais spécifiques pour juger de la validité des réparations, dès la fin des travaux. ■

Bernard BOUVY, Ferry TAVAKOLI

Coupe longitudinale.



Coupe transversale.



CONCEPTION PARASISMIQUE D'UN PS AUTOROUTIER

Cet article traite de la conception parasismique d'un PS autoroutier, le PS 2, construit dans la région de Lourdes sur la Route Nationale 21, réaménagée en voie express, entre Lourdes et Argelès-Gazost.

Dans un précédent article, nous avons déjà exposé les principes de conception parasismique pour un grand ouvrage, le pont sur le Gave de Pau à Lourdes [1]. Nous traitons, ici, le cas d'un ouvrage plus modeste pour lequel l'approche du problème est légèrement différente.

Le PS considéré est un PSIDP de géométrie très classique (figure 1).



Dispositif parasismique sur piles.

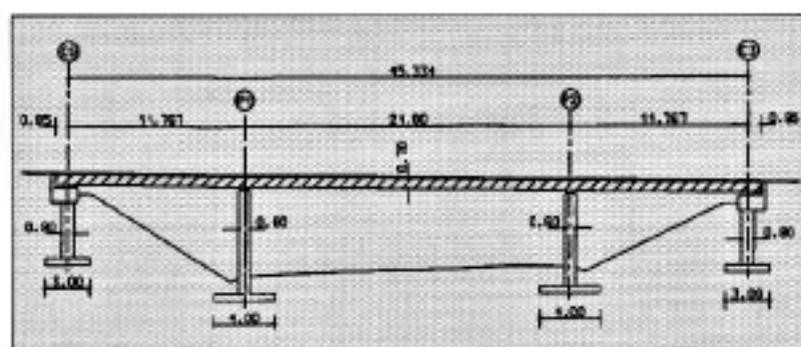


Figure 1.

Principe de conception

En zone sismique, il convient de s'inspirer de quelques bons principes de conception, qui ont été formulés par Michel Virlogeux à la lumière de l'expérience acquise au SETRA [2]. Ces principes se résument aux exigences suivantes :

- souplesse,
- légèreté,
- ductilité,
- et appui en toute sécurité.

Dans le cas du PS autoroutier, la transcription de ces principes ne pose pas de difficulté.

Le tablier est très bas au-dessus du sol et les appuis constituent des éléments très raides. Pour donner de la souplesse, il faut donc disposer des appareils d'appui en élastomère fretté qui ont une bonne déformabilité sous l'effort tangentiel.

La légèreté est obtenue grâce à l'emploi d'une dalle mince nervurée.

La ductilité est obtenue par un ferrailage correct des fûts de pile. Elle assure un bon comportement post-élastique qui évite la rupture des pièces sous les déplacements importants de la structure lors d'un séisme.

INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
État.

Maître d'œuvre :
DDE des Hautes
Pyrénées - Service des
Grands Infrastructures

Entreprise :
Castells

**Bureau d'études de
l'entreprise :**
SEAMP

Bureau de contrôle :
CETE du Sud-Ouest -
Division des Ouvrages
d'Art

**Conseil sur la
conception
parasismique :**
SETRA-CTOA - Division
des Grands Ouvrages

Enfin, la structure est appuyée en toute sécurité par la mise en place de butées qui empêchent tout mouvement incontrôlé du tablier et notamment des appareils d'appuis.

Nous avons ainsi retenu les dispositions suivantes (figure 2):

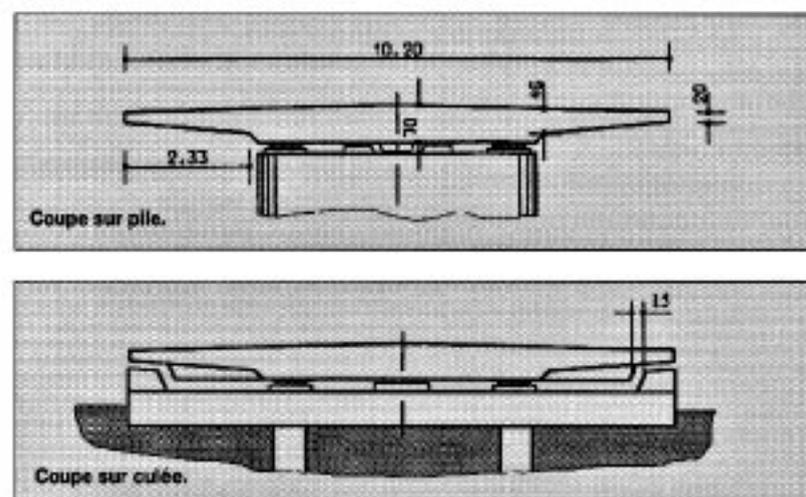


Figure 2.

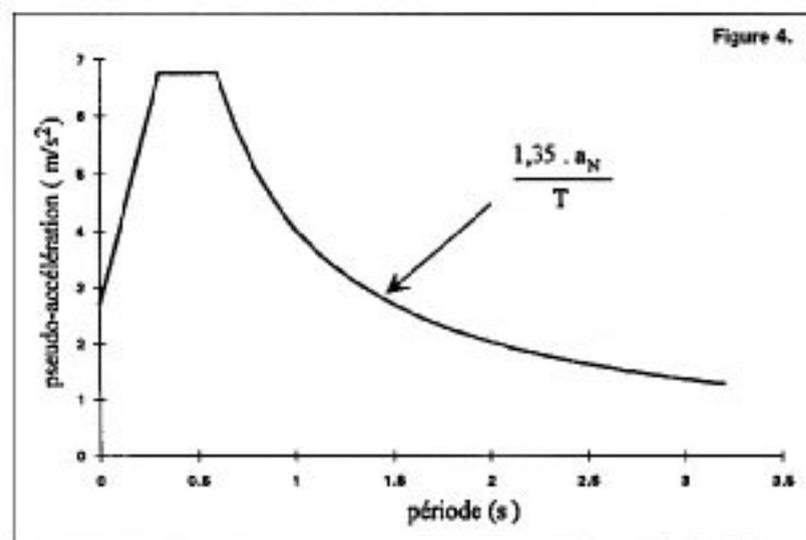
Sur chaque pile

- deux appareils d'appui en élastomère fretté,
- deux butées transversales autorisant un déplacement correspondant à la distorsion maximale admissible des appareils d'appui.

Sur les culées

- des appareils d'appui glissants en élastomère fretté,
- des butées transversales et longitudinales du tablier.

Nous avons retenu des appareils d'appui glissants sur culée car ces appareils sont faiblement compri-



més et ne nous semblent pas aptes à faire transiter des efforts horizontaux importants.

Nous avons aussi prévu un joint de chaussée de souffle classique et qui n'est donc pas en mesure de supporter les déplacements du tablier sous séisme. Il s'agit d'un dispositif fusible: en cas de séisme, le joint et le garde-grève se rompent pour permettre les mouvements horizontaux du tablier et laisser les appareils d'appui jouer leur rôle d'isolateur. Il est tout à fait admissible d'avoir à effectuer une réparation mineure d'un organe simple du pont après un séisme. En contrepartie, cela évite de prévoir un joint de chaussée surdimensionné et de maintenance bien plus coûteuse. On remarque toutefois, sur la figure 3, que l'on a prévu des corbeaux sur le garde-grève et sur la dalle pour éviter tout choc de la culée sur les parties vitales du tablier, comme les ancrages de câble de précontrainte.

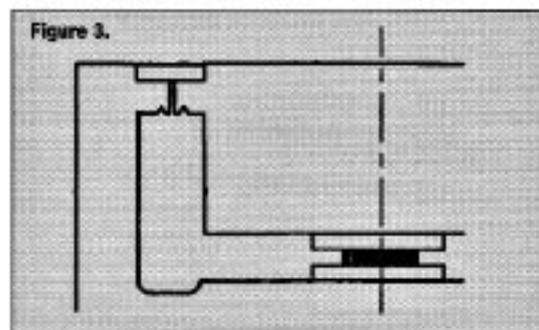


Figure 3.

Principe de dimensionnement au séisme

Le dimensionnement au séisme de ce PS concerne essentiellement les appareils d'appuis sur pile. Ceux-ci sont surtout dimensionnés par les efforts simples horizontaux et non par les charges verticales provenant du tablier. Le principe, que nous avons retenu, est que les appareils reprennent à eux seuls l'ensemble des efforts horizontaux du séisme de calcul. Les butées sismiques sont placées en limite de distorsion des néoprènes: elles sont là en sécurité pour le cas où un appareil se comporterait de manière anormale, ou pour éviter la rupture des appareils en cas de séisme plus violent que le séisme de calcul. Elles n'interviennent pas dans notre calcul.

Le calcul au séisme s'effectue selon la méthode spectrale définie dans les recommandations AFPS 90 [3].

Dans notre cas, la zone de sismicité est la zone II. S'agissant d'un ouvrage sur une route express, celui-ci est rangé en classe de risque élevé (B); l'accélération nominale du sol est donc $a_N = 3 \text{ m/s}^2$. Le sol est de classe S2; le spectre élastique correspondant est représenté sur la figure 4.

Le pont peut être modélisé, dans ses mouvements horizontaux, comme un oscillateur simple de masse m (840 tonnes) et de raideur, r (figure 5). La raideur est celle des néoprènes car l'on suppose, dans un premier temps, que les piles sont infiniment raides (c'est une hypothèse qui est défavorable pour les appareils d'appui). Celle-ci vaut :

$$r = n \cdot G_d \frac{ab}{e} \quad (\text{cf. BT 4})$$

ou bien $r = n \cdot G_e \cdot 5a$ en posant $a = b = 5e$

avec :

a, b les dimensions en plan d'un appareil (en m)

e l'épaisseur d'élastomère (en m)

$$G_d = 2 \times 900 \text{ kPa} = 1800 \text{ kPa}$$

le module d'élasticité transversal dynamique

$n = 4$ le nombre d'appareils d'appui considérés.

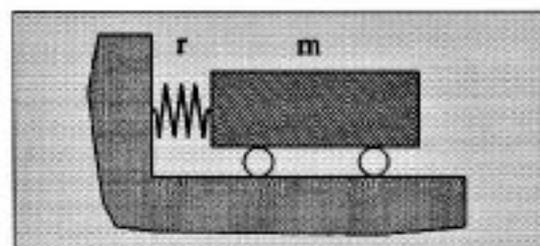


Figure 5.

La période du système vaut ainsi :

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{r}} = \frac{0,96}{\sqrt{a}}$$

La pseudo-accelération [4] de réponse lue sur le spectre vaut :

$$\gamma = \frac{4,05}{T} = 4,22 \sqrt{a}$$

(dans le cas présent, on se trouve sur la branche descendante du spectre).

L'effort d'inertie maximum s'exerçant sur le tablier vaut alors :

$$F = m \cdot \gamma = 3545 \cdot \sqrt{a} \quad (\text{en kN})$$

et l'effort sollicitant dans chaque appareil d'appui vaut donc :

$$F_s = \frac{F}{4} = 886 \cdot \sqrt{a} \quad (\text{en kN})$$

Nous notons que nous n'avons pas pris en compte de coefficient de comportement réducteur des efforts car la déformation des élastomères est

essentiellement linéaire élastique, et qu'un tel coefficient n'est justifié que s'il y a d'importantes déformations non-linéaires et plastiques.

On peut évaluer la capacité résistante de l'appareil d'appui en fonction de sa dimension en plan a , de la manière suivante :

— la distorsion maximale vaut une valeur réglementaire :

$$\text{tg } \bar{\gamma}$$

— la contrainte maximale de cisaillement de l'appareil vaut :

$$\bar{\tau} = G_d \cdot \text{tg } \bar{\gamma} = 1800 \cdot \text{tg } \bar{\gamma}$$

— l'effort tranchant résistant vaut alors pour un appareil :

$$F_r = a \cdot b \cdot \bar{\tau} \approx 1800 \cdot \text{tg } \bar{\gamma} \cdot a^2$$

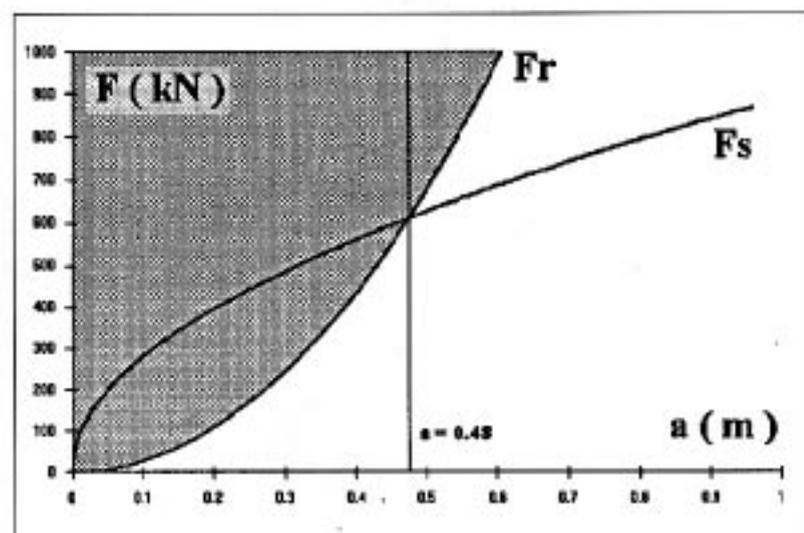
À ce stade, il faut noter un point important. Il n'existe encore aucun texte réglementaire définissant $\text{tg } \bar{\gamma}$ pour les séismes. On ne peut effectuer le choix de $\text{tg } \bar{\gamma}$ selon les règles habituelles du BT4, car celui-ci concerne les justifications aux États Limites de Service, et le séisme est une action accidentelle des États Limites Ultimes. Une valeur de $\text{tg } \bar{\gamma}$ égale à 1,5 nous a semblé raisonnable sachant qu'à la rupture la distorsion est de l'ordre de 3. Bien entendu cela sous-entend qu'après un fort séisme, il sera nécessaire de changer les appareils d'appui, car l'on risque d'avoir des déformations irréversibles des frettes.

On a donc :

$$F_r = 1800 \cdot 1,5 \cdot a^2 = 2700 \cdot a^2 \quad (\text{en kN}).$$

Les valeurs F_s et F_r sont portées sur la figure 6 en fonction de a . La condition de résistance s'écrit

Figure 6.



alors $F_s \leq F_r$. On voit sur cette figure qu'il existe une dimension minimale d'appareil d'appui au-delà de laquelle on résiste au séisme : celle-ci vaut $a = 0,48$ m pour notre ouvrage.

Nous avons donc retenu des appareils d'appui de dimensions :

450 x 600 x 7 (12 + 3).

En prenant en compte, cette fois, la raideur réelle des piles et les dimensions obtenues ci-dessus pour les appareils d'appui, on peut refaire un calcul complet et déterminer le déplacement de l'ouvrage et les efforts apportés à l'ensemble de la structure par le séisme de calcul. Ceci nous permet, alors, de vérifier tous les éléments porteurs de la structure, et les jeux à donner aux butées. Les butées sont ensuite dimensionnées forfaitairement pour reprendre une fraction de l'effort repris par les élastomères (30% dans notre cas).

Conclusion

D'une manière générale, la conception parasismique de ce projet conduit donc à des dispositions très simples. Par rapport à un projet non parasismique, nous n'avons fait qu'augmenter légèrement la dimension des appareils d'appui et ajouter des butées. Nous pensons que, pour les ouvrages d'art, ces dispositions simples sont le gage d'une bonne fiabilité et n'entraîneront ni surcoût, ni surcroît de maintenance durant la vie de l'ouvrage.

Il ne faut toutefois pas généraliser ceci à tous les ouvrages. Pour des ouvrages importants et pour des zones de très forte sismicité, il pourra être nécessaire d'avoir recours à des dispositifs spéciaux et à une conception plus spécifique. ■



Éric CONTI
Rémi TARDY

RÉFÉRENCES

- [1] *Le pont de Lourdes - Conception parasismique* - E. Conti, N. Vivien, R. Tardy - Bulletin Ouvrages d'Art n° 12, juillet 1992.
- [2] *Le pont sur le Gave à Lourdes - Conception parasismique* - M. Virlogeux, E. Conti, R. Tardy - Symposium de la FIP, Kyoto, 1993.
- [3] *Recommandations AFPS 90* - Presses de l'ENPC.
- [4] *Calcul dynamique des structures en zone sismique* - A. Capra, V. Davidovici - Éditions Eyrolles.

RENFORCEMENT DU PONT DE BERGERAC

Hydrodémolition des déviateurs - désordres sur fixation des joints de chaussée et réparations

Le pont Louis Pimont à Bergerac permet à la RN 21 de franchir la Dordogne (photo 1). Construit en 1974-75, ce pont caisson à trois travées (66 m - 108 m - 66 m) en béton précontraint construit par encorbellement à l'aide d'équipages mobiles souffrait des insuffisances des règlements de calcul de l'époque qui, entre autres, sous-estimaient et même parfois ne prenaient pas en compte les sollicitations dues aux gradients thermiques et au fluage du béton.

Ces insuffisances se sont très vite traduites par une fissuration du hourdis inférieur, remontant pour certaines fissures dans les âmes, avec une inclinaison dangereuse pour l'effort tranchant. Il s'agit de voussoirs situés entre la pile et la clef de part et d'autre de la zone centrale de la travée de 108 m. Le LRPC de Bordeaux a pu observer une décompression de certains joints entre voussoirs instrumentés pour des gradients thermiques supérieurs à 6 degrés.

Le renforcement de cet ouvrage a donc été programmé et étudié par le SETRA sous la forme maintenant classique de précontrainte extérieure additionnelle interne au caisson.

Le marché de réparation fut dévolu début 1993 à l'entreprise SPIE-CITRA Midi-Atlantique de Bordeaux qui devait réaliser en dix mois la tranche ferme des travaux, la précontrainte additionnelle, et la tranche conditionnelle : changements des joints de chaussée, réfection de la couche de roulement après rabotage de la chaussée existante tout en ayant sauvegardé la chape d'étanchéité grâce à un levé préalable effectué au pénétadar.

Les premières phases de travaux se déroulèrent conformément aux objectifs de qualité fixés par le marché, transmis au stade de l'exécution par un excellent PAQ élaboré par l'entreprise. La réalisation des blochets d'ancrage fut particulièrement réussie grâce à un gros travail de préparation, débouchant sur plusieurs procédures d'exécution dont l'application a permis d'obtenir de bons résultats sur le bétonnage des blochets et sur la mise en précontrainte des barres de clouage.

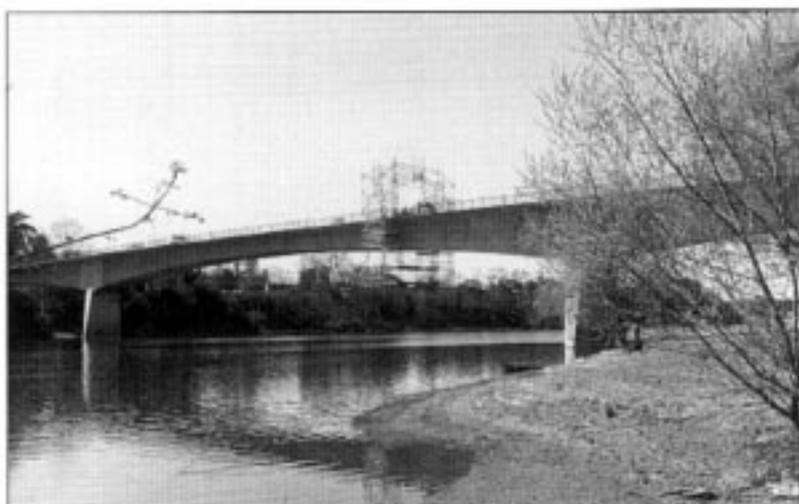


Photo 1 : vue générale de l'ouvrage.

Hydrodémolition des déviateurs

Causes de la démolition

La précontrainte additionnelle dimensionnée sous la forme de 4 câbles 19T15 super est ancrée dans deux blochets d'ancrages proches des culées, eux-mêmes cloués sur les âmes par précontrainte en barres courtes. Le tracé des câbles est dévié en travée centrale par quatre déviateurs en béton armé ancrés dans la structure par scellement d'aciers passifs (voir schéma 1, page suivante).

La densité d'acier dans les déviateurs est importante : 200 kg par mètre cube. Les deux déviateurs les plus importants représentent un volume de 6 m³ de béton pour une épaisseur de 0,60 mètre.

Le bétonnage des blochets d'ancrage ayant donné de bons résultats, conformes aux épreuves de convenance, l'étonnement fut général de constater que les résistances à 28 jours des bétons des déviateurs ne dépassaient pas 25 MPa pour un béton théoriquement dosé à 430 kg de CPA 55 CP2. Ces résistances étaient néanmoins logiques par rapport à celles obtenues à 7 et 14 jours. La mauvaise qualité des bétons des déviateurs fut confirmée par des

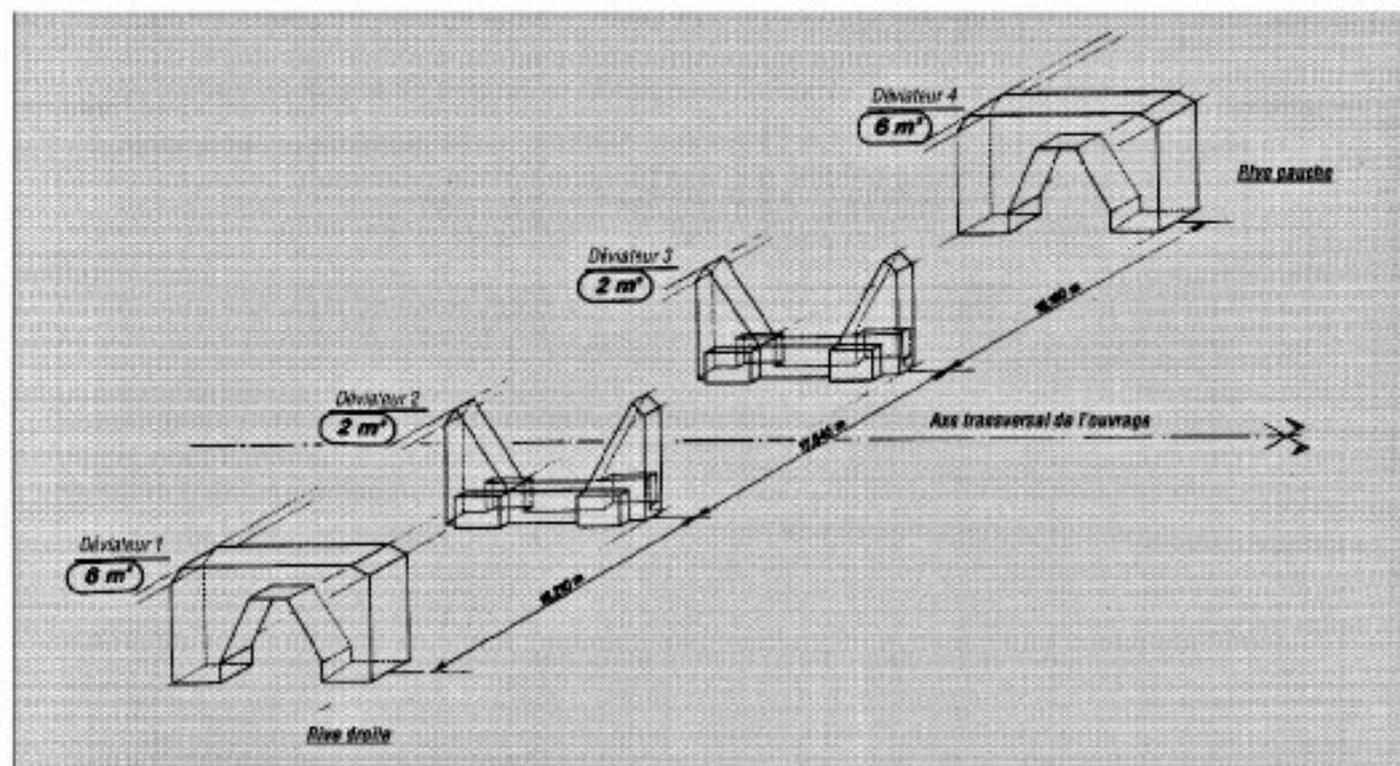


Schéma 1 : distribution et volume des déviateurs dans l'ouvrage.

essais soniques du LRPC de Bordeaux et par des analyses chimiques et minéralogiques des éprouvettes réalisées par la section chimie du LRPC.

Le 4 août, l'entreprise décidait d'interrompre le déroulement du chantier et, après réception d'un ordre de service lui demandant la reconstruction des déviateurs, décidait leur démolition par une technique adoptée avec l'accord du maître d'œuvre et de ses conseils : l'hydrodémolition.

Principe de l'hydrodémolition

L'hydrodémolition du béton utilise l'énergie cinétique d'un fin jet d'eau sous pression (1 000 bars) à la sortie d'une buse de 5 dixièmes de millimètre. Le jet d'eau pure perce le béton sur une épaisseur pouvant aller jusqu'à 40 cm (voir schéma 2).

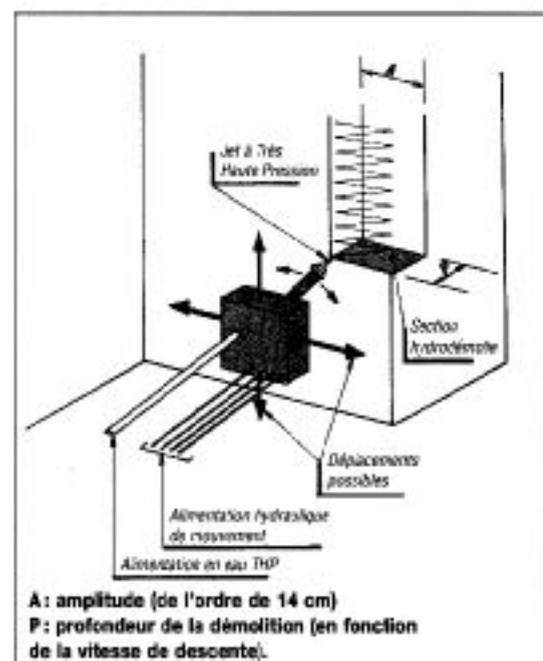
L'hydrodémolition, dans le cas de ce chantier, présentait les **avantages** suivants :

- précision : il est possible de découper avec une précision de l'ordre du demi centimètre,
- sauvegarde des aciers et des scellements : la pression de 1 000 bars est insuffisante pour agresser les aciers HA qui sont conservés dans leur intégralité (photo 2),
- l'eau à très haute pression ne produit pas de vibrations et ne provoque pas de fissures de fond : cette caractéristique est fondamentale pour sauvegarder le béton de la structure du pont,
- l'eau est neutre chimiquement pour le support et ne pollue pas ni ne produit de dégagement de poussières ; ceci est précieux dans un espace clos d'une part, et au-dessus d'une rivière riche en poissons d'autre part,

- délais annoncés : 7 jours de travail en continu (postes en 2 x 12).

Les **inconvenients** du procédé étaient les suivants :

- bruit à l'intérieur du caisson (on a relevé des niveaux de bruit supérieurs à 100 Db) et condensation d'eau nécessitant une puissante ventilation,
- bruit à l'extérieur du caisson dû aux pompes THP (85 Db à 30 mètres),
- mobilisation d'une voie de circulation pour le stationnement des pompes sur l'ouvrage.



A : amplitude (de l'ordre de 14 cm)
P : profondeur de la démolition (en fonction de la vitesse de descente).

Schéma 2 : principe de l'hydrodémolition (attaque frontale du béton).



Photo 2: vue du ferrailage du déviateur après hydrodémolition du béton.

Organisation et déroulement de la démolition

L'entreprise Europe-Service-Industrie de Bordeaux choisie pour ce délicat travail avait présenté sa procédure d'exécution décrivant l'emploi de matériels spécifiques:

- outil de démolition CONJET, pression d'utilisation 1 000 bars, débit 154 litres/minute, outil robotisé télécommandé travaillant derrière un écran de protection (photos 3 et 4),
- deux pompes très haute pression logées dans des remorques de semi, moteurs diesel de 400 CV,

pompes à pistons céramique. L'alimentation en eau se faisait à l'intérieur de l'ouvrage,

- un camion pompeur équipé d'une pompe à anneau liquide ALPHA 40 pour l'évacuation des gravats.

En fait, l'outil CONJET qui venait de Suisse, s'est avéré inadapté à la géométrie intérieure du caisson et il a fallu concevoir un support d'outil spécifique au chantier, en dissociant l'outil du robot télécommandé. Cette modification a été la principale cause de l'allongement des délais qui sont passés à 3 semaines de travail en continu. En effet, le rende-



Photos 3 et 4: outil de démolition.



Photo 5 : hydrodémolition - Finitions à la lance manuelle.

ment initial prévu de 0,2 m³ par heure, rendement courant d'un robot autonome, s'est trouvé fortement grevé par les temps importants de positionnement du cadre porte outil. Il a même fallu, en fin de chantier, renforcer les équipes par des lances manuelles (appelées «pétards») pour assurer les finitions dans les endroits inaccessibles à la machine (contours des réservations pour réseaux).

La sécurité des personnels conforme aux réglementations fut un souci constant du chantier. Nous avons quand même constaté que les conditions de travail très éprouvantes, bruit, travail posté dans un espace clos, condensation, faible rendement ont exigé de la part des compagnons chargé de ce travail beaucoup de courage pour terminer ce chantier (photo 5).

Bilan du chantier

Les résultats attendus en termes de qualité ont été obtenus : les armatures ont été préservées ainsi que la structure du pont et les réseaux. La précision est telle qu'il a été possible de retrouver le bouchardage des parements intérieurs du caisson !

Les travaux d'hydrodémolition ont duré trois semaines du 3 au 25 septembre 1993 en travaux continus (postes en 2 x 12). Les délais annoncés n'ont pas été tenus. Néanmoins, ce procédé a permis de gagner du temps par rapport à d'autres procédés mutilants et cette opération étant une première, il doit être possible d'améliorer le porte outil pour gagner du temps.

L'attitude claire et responsable de l'entreprise mandataire a permis de définir et d'appliquer une technique originale avec comme bénéfice la reprise du chantier sans interruption importante alors qu'il s'agissait d'un désordre majeur. Les travaux de la tranche ferme ont pu être terminés dans les délais.

Désordres sur fixation des joints de chaussée et réparations

Description des travaux et nature des désordres

Les joints de chaussée posés à l'origine étaient des joints W 80 CIPEC. Leur souffle étant insuffisant, il a été procédé à leur remplacement par des joints Wd 160 CIPEC proposés par l'entreprise. Fourniture et pose étaient sous-traitées à l'agence CIPEC de Toulouse.

La procédure de pose respectait les prescriptions du marché qui prévoyait, après reconnaissance des positions des armatures existantes, de carotter le hourdis supérieur en forage traversant afin d'appuyer les platines en sous-face du tablier.

Dans les épaissements du tablier, au droit des âmes du caisson et des goussets, et dans le mur garde-grève, la procédure indiquait scellement au Seltex, un mortier de scellement hydraulique dont nous avons pu constater l'efficacité sur les aciers HA des déviateurs et blochets. En fait, cette procédure était incomplète sur ce dernier point puisque ce qui a été effectivement réalisé fut très différent.

Par ailleurs cette procédure se disait conforme à l'avis technique du SETRA. Ce point est explicité en fin de ce paragraphe.

Les forages traversants ont été réalisés correctement et le principe d'ancrage des joints sur platines serrées sur une résine interposée en sous-face du hourdis, s'est révélé efficace, surtout lorsque l'on ajoute un plat collé, ce que nous avons suggéré de faire et qui a été réalisé sur le chantier. Nous ne pouvons que recommander cette disposition qui assure dans tous les cas une meilleure diffusion des efforts (photo 6).

Dans les forages borgnes des âmes, goussets et mur garde-grève, l'entreprise a mis en œuvre des tirants tendus à 19 tonnes et ancrés dans la structure par cône.

Nous avons pu constater, en fin de chantier, une fracturation généralisée du béton de structure imposant une réparation immédiate et la recherche d'un mode de fixation différent. Ces cônes entraînent dans le béton des efforts de diffusion considérables.

Les trois points principaux suivants nous paraissent à relever :

— nous avons eu de très grosses difficultés pour obtenir les justifications acceptables par calcul et les plans des dispositions à mettre en œuvre, surtout au niveau des aciers passifs. Nous avons eu

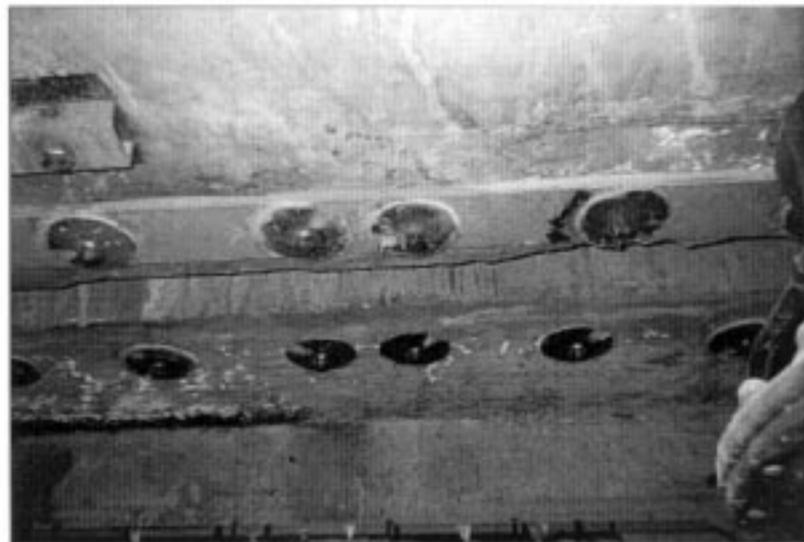


Photo 6: ancrage des joints sur platine.

aussi des difficultés pour obtenir les procédures de pose, les réticences pouvant s'expliquer par le souci d'éviter le piratage technologique;

— il est dommage que les désordres apparus en cours de chantier n'aient pas fait l'objet d'une réflexion qui aurait permis de changer de méthode en cours de travaux;

— il y a eu une regrettable dissociation dans la notice technique des constructeurs de joints et dans l'avis technique du SETRA, entre la partie technologique du joint proprement dit et la partie résistance demandée au support pour résister aux sollicitations amenées par la fixation de ces joints.

Mode de réparation adopté

Pour le garde-grève, fracturé à une profondeur de 0,40 m sur toute la longueur du joint, seule la solution radicale était envisageable: dépose du joint, démolition et reconstitution du béton fracturé, repose du joint en feuillure. Notons qu'il a fallu la persévérante insistance du maître d'œuvre et de ses conseils pour que soient justifiés et mis en place les ferraillements passifs conformes aux règles de l'art.

Pour les ancrages sur goussets, les forages borgnes ont été rendus traversants et les tirants viennent plaquer des corsets de maintien comparables à des plats collés venant renforcer les coins de béton éclatés. Ces corsets sont collés à la résine époxy et mis en œuvre après injection des fractures à la résine J15 de SRS (photo 7).

Ces travaux ont été effectués de nuit sur trois semaines par demi chaussée, la circulation étant rétablie dans la journée grâce à la pose de plaques de pontage.

Incidence financière

Une difficile négociation a conduit à un partage de la prise en charge du montant de l'ensemble de la

réparation des joints (140 000 F HT). Cet arrangement négocié était bien préférable pour toutes les parties à l'engagement d'un contentieux toujours lent et coûteux à gérer avec des résultats aléatoires pour tous.

Conclusion générale sur le renforcement

Les deux problèmes évoqués concernant des sous-traitants ont trouvé une solution rapide et satisfaisante.

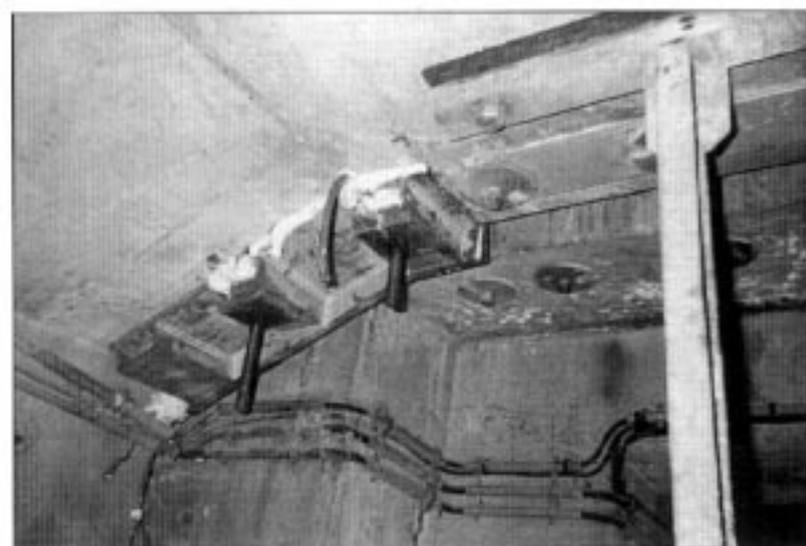
Ces deux problèmes ne doivent pas laisser l'impression que cette opération s'est mal passée... Bien au contraire, dans l'ensemble, le renforcement confié à SPIE-CITRA Midi Atlantique s'est déroulé dans un excellent climat de bonne coopération avec un souci exemplaire de QUALITÉ.

Les travaux ont été, malgré ces difficultés, achevés dans les délais contractuels et aux prix convenus dans le marché sans supplément ni plus value.

Il convenait d'achever sur cette appréciation d'ensemble.

Guy PEREZ
Bertrand TAIMIOT

Photo 7: ancrages sur goussets - Utilisation de corsets de maintien.



RACCORDEMENT ENTRE BARRIÈRES DE SÉCURITÉ SUR PONT ET AUX ABORDS

Respect dans le détail des dispositions homologuées

Les raccords entre diverses barrières sont toujours des systèmes compliqués. On peut regretter cette complexité, mais elle est due au fait que le problème à résoudre est particulièrement ardu puisque l'on doit assurer la continuité d'un niveau de sécurité entre deux dispositifs de retenue de composition, de géométrie, de principe de fonctionnement, voire de matériaux, complètement différents. Ceci nécessite donc des essais délicats et la prise en compte de nombreux détails. Il importe donc de respecter scrupuleusement les dispositions types sous peine de rendre le dispositif inefficace voire dangereux.

Lors de nos missions à travers toute la France, nous sommes amenés à observer que trop souvent les dessins types ne sont pas respectés, loin s'en faut, et nous constatons une dérive actuellement qui est inacceptable sur le plan de la sécurité. Certes, on peut comprendre les raisons de cette dérive qui est la conséquence de difficultés de coordination entre les divers intervenants : constructeur de pont, poseur de barrière sur pont, poseur de barrière sur les accès...

Pour illustrer notre propos, nous prendrons deux exemples.

Liaison BN4/glissière

Sur la liaison BN4/glissière, il est prévu une doucine en bout de trottoir (figure 1) dont l'absence est très fréquente. Cette doucine est un élément important de la sécurité comme nous l'avons constaté lors de nos essais : faute de celle-ci, nous avons eu, lors de nos premiers essais sur ce dispositif, un blocage des roues du véhicule dans cette zone. Or, il faut savoir qu'un blocage de véhicule entraîne des décéléra-

tions pour les occupants des véhicules d'un niveau inadmissible pour le corps humain, même ceinturé. La difficulté est que cette doucine qui n'est pas un élément du dispositif de retenue doit être mise en place par le constructeur du pont. Il appartient donc au maître d'œuvre de ne pas l'oublier.

Liaison BN4/DBA

Dans la liaison BN4/DBA, il est prévu une distance entre le nez de la DBA et le premier support de BN4 de 0,5 à 1 m maxi (figure 2). Ceci pour éviter des portées trop grande des lisses de BN4. Il arrive que l'on note des distances nettement plus importantes, ce qui ne peut que conduire à une totale inefficacité du dispositif de raccordement avec un risque de franchissement par le véhicule lourd (car il s'agit d'une liaison entre deux dispositifs de classe « barrière normale »). Ce point très sensible avait été l'objet d'un échec lors de la mise au point du dispositif lors de nos essais de validation.

On peut citer d'autres non conformités comme l'exécution d'un avaloir au travers du nez de la DBA dans cette zone au risque de l'affaiblir, des étriers de dilatation absents, des manchons de dilatation avec des lumières insuffisantes ou mal calés, etc.

La conformité des dispositifs de retenue ne porte pas uniquement sur la barrière elle-même, c'est aussi un montage correct et conforme de toutes les parties, y compris et surtout ces parties spéciales. ■

Michel FRAGNET

Figure 1 : raccordement entre une glissière et une barrière BN4.

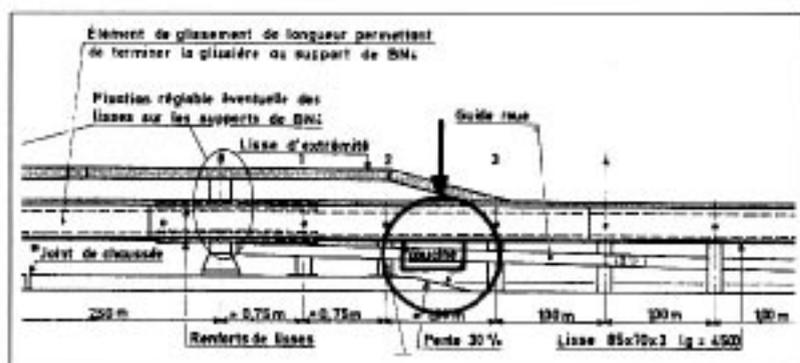
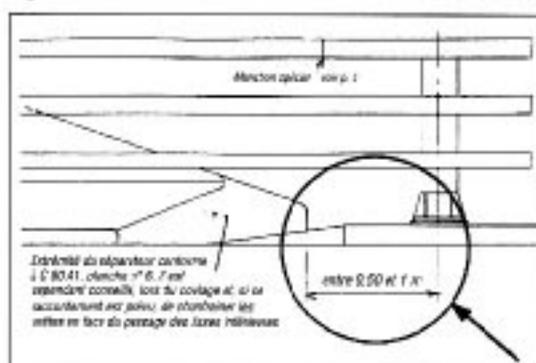


Figure 2 : raccordement entre une barrière BN4 et une DBA.



JOINTS DE CHAUSSÉE DES PONTS ROUTES

Le point des avis techniques - Juin 1994

Le groupe chargé de l'appréciation des joints de chaussée qui avait été constitué en 1986 a évolué et s'est transformé en « groupe spécialisé » (voir le numéro 15 de février 1993 de la présente publication). Sa composition est maintenant la suivante :

■ Représentants de la profession

M. Seantier, Vice-Président de la Commission « joint » du STRRES, Président

M. Gréggory

■ Représentants du SETRA

MM. Fragnet et Meuric, assurant le secrétariat

■ Représentant des Maîtres d'ouvrage

M. Beauvallet, Cofiroute

■ Représentant des bureaux d'études

M. Bernier, Scetauroute

■ Représentants des laboratoires

M. Chabert, LCPC et M. Dantec, LRPC de Clermont-Ferrand.

Après une période de mise en place, ce groupe spécialisé a commencé à procéder à l'examen des dossiers et a préparé des avis techniques pour publication. Ceux-ci vont faire l'objet d'une prochaine diffusion (ou ont fait l'objet d'une récente diffusion). La liste à jour des modèles de joints de chaussée de ponts routes ayant un avis technique est donnée dans le tableau ci-contre.

Les modèles de joints suivants ont fait l'objet de demande d'avis dont l'instruction est suffisamment avancée pour pouvoir disposer d'éléments d'information :

— WS et JEP 3/5 (CIPEC)

— FREYSSI P, M 65/80 et M 150/200 (FREYSSINET INTERNATIONAL)

— EJ 50 et EJ 50 S (ETIC)

— DILAJOINT (SIKA)

— RAN P (RCA/SACO).

Avertissement

Nous attirons l'attention des utilisateurs sur la portée d'un avis technique pour joints de chaussée de ponts routes. C'est un document d'information objective destiné aux Maîtres d'Œuvre et d'Ouvrage, préparé par un groupe d'experts s'appuyant sur leur expérience, des essais et sur le comportement en service. La troisième

AVIS TECHNIQUES Joints de chaussée Liste - juin 1994				
Entreprise	Produit	Date	Validité	Référence
CIPEC	WP	4/91	4/96	F 8879.16
	WOSd 50	R 2/93	2/98	F 8879.22
	Wd 60	2/93	2/95	F 8879.23
	Wd 80	R 2/93	2/98	F 8879.24
	Wd 110	2/93	2/95	F 8879.25
	Wd 160	2/93	2/95	F 8879.26
	Wd 230	2/93	2/95	F 8879.27
FREYSSINET INT.	VIAJOINT	R 4/94	4/99	F 8879.30
	M 100	R 4/94	4/99	F 8879.31
	FT 75	R 2/93	2/98	F 8879.28
	N 50	R 2/93	2/98	F 8879.29
EUROJOINT	THORMAJOINT	R 4/94	4/99	F 8879.32
BTFS	BETA 30/50	11/92	11/94	F 8879.21
	BETA FLEX	4/94	4/96	F 8879.33
RCA / SACO	POLYJOINT	11/89	11/94	F 8959
	SEMI LOURD III	R 12/92	12/97	F 8879.11
	LÉGER 2	R 12/92	12/97	F 8879.12
Les modèles de joints suivants dont la validité est arrivée à échéance sont en cours de renouvellement: WR 50 (CIPEC), ES 50 (EUROJOINT) et GTA 30/50 (RCA/SACO).				

partie du document constitue l'avis proprement dit et exprime l'appréciation du groupe spécialisé sur le produit concerné. Un avis technique ne constitue en aucun cas une homologation ou un agrément. ■

Yvon MEURIC

CALCUL DE LIGNES D'INFLUENCE à l'aide du programme ST1

Le programme ST1 permet de prendre en compte de nombreux types de chargement, de déplacer automatiquement des groupes de charges sur une structure, de déterminer facilement l'enveloppe des efforts, des contraintes et des déformations. Par ailleurs, toutes les combinaisons entre cas de charges simples ou enveloppes sont permises, en utilisant ou non la concomitance des différentes composantes des résultats.

Par contre, il n'existe pas de commande permettant de calculer automatiquement des lignes d'influence.

Les lignes d'influence sont particulièrement utiles, par exemple, pour vérifier a posteriori, le passage d'un convoi exceptionnel sur un ouvrage. Lorsque ces lignes d'influences ont été conservées avec le dossier d'ouvrage, elles donnent immédiatement l'effet d'un cas de charge particulier, qui peut être comparé aux charges réglementaires qui ont servi à dimensionner le tablier.

Dans les structures complexes, les lignes d'influence permettent de juger de l'importance de certains cas de charges, de trouver les positions déterminantes, et ainsi de limiter le volume des calculs. Elles sont aussi utiles pour mieux appréhender le comportement d'un ouvrage complexe.

En attendant l'ajout d'une nouvelle commande à ST1, il est possible de calculer des lignes d'influence en appliquant le théorème de Maxwell Betti.

Pour obtenir la ligne d'influence du moment fléchissant en un point d'étude de la structure, il faut calculer les flèches obtenues en plaçant une cassure angulaire unitaire en ce point. La déformée de la structure est également la ligne d'influence recherchée.

De même, la ligne d'influence de l'effort tranchant est obtenue en calculant les flèches sous une déformation unitaire concentrée verticale appliquée à la section d'étude. ■

Gilles LACOSTE, Pierre PEYRAC

Exemple d'un ouvrage à deux travées

Nous avons mis ce théorème en pratique sur un ouvrage d'inertie variable à deux travées (l'exemple est disponible sur disquette, sur simple demande par courrier).

L'ouvrage fortement dissymétrique comporte deux travées divisées chacune en dix barres (portées : 83,80 m et 36,00 m). L'entrée de la géométrie, des caractéristiques mécaniques et des caractéristiques des matériaux est classique ; nous ne la décrirons pas ici.

Pour avoir la ligne d'influence au nœud 17, il suffit d'introduire le cas de chargement suivant :

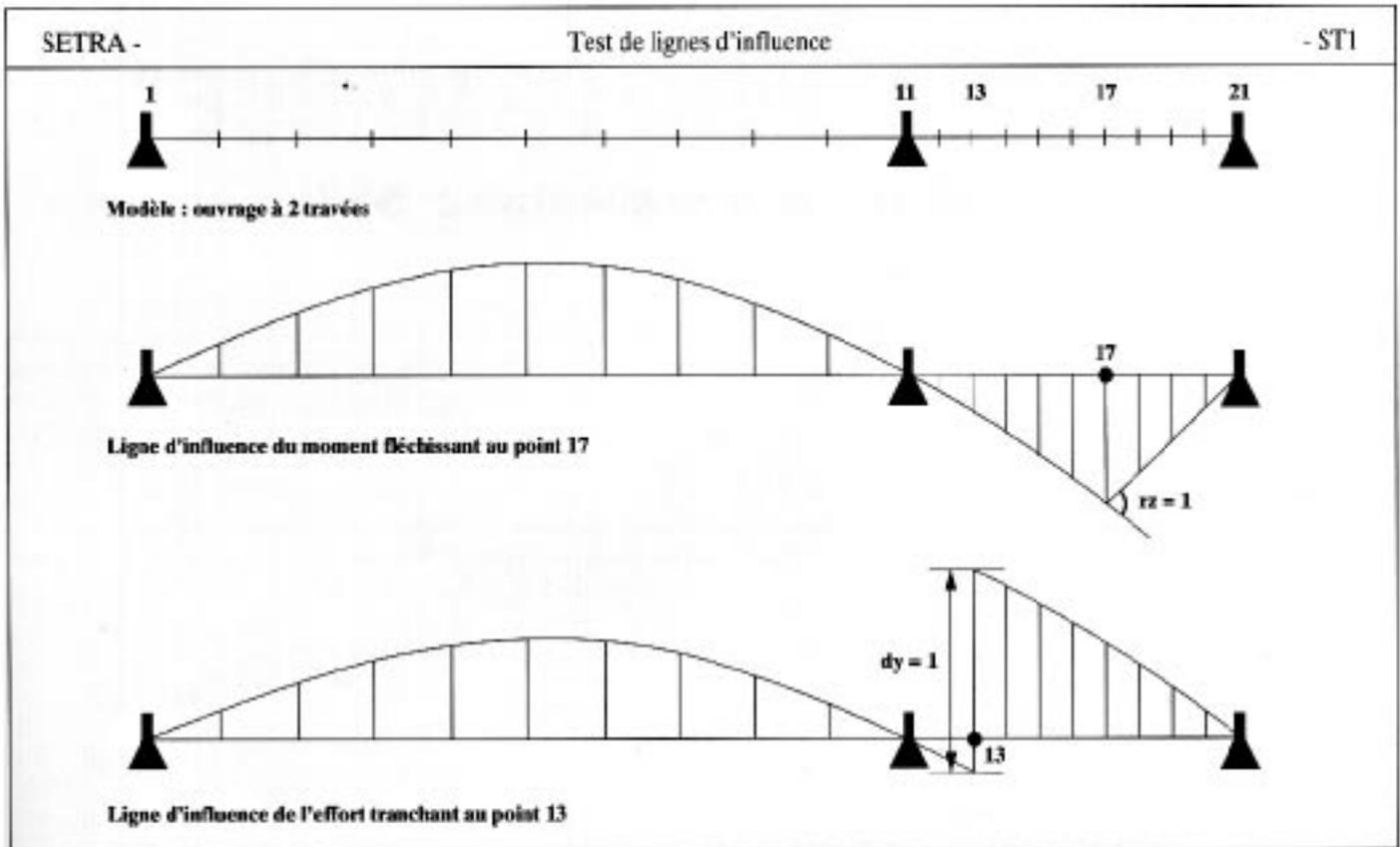
```
Chargement 1 'Ligne d influence du Moment au point 17'  
deformation  
16 concentre xl 1. relatif rz 1.  
fin
```

(Introduction d'une cassure angulaire concentrée en extrémité de la barre 16).

Pour avoir la ligne d'influence de l'effort tranchant au nœud 13, on introduit le cas de chargement suivant :

```
Chargement 2 'Ligne d influence de V au point 13'  
deformation  
12 concentre xl 1. relatif dy 1.  
fin
```

(Introduction d'une flèche concentrée en extrémité de la barre 12).



Les lignes d'influence sont obtenues en listant les déformations relatives aux cas de charge 1 et 2 :

```

resultat
chargement 1 a 2
barre 1 a 20  déplacement
fin
  
```

Elles sont stockées dans la colonne des flèches Dy :

```

SETRA - PROGRAMME ST1 Version 1.03 Date 11/ 4/94 - 13:39:56
- Calcul des lignes d'influence - page 7
  
```

--- RESULTATS DU CHARGEMENT : 2 ---

Titre : Ligne d'influence du Mt au point 17

Barre	Abscisse	Dx	Dy	Rz
1	.000	.00000	.20917E-09	.25847
1	4.188	.00000	1.0782	.25534
1	8.377	.00000	2.1301	.24594
2	.000	.00000	2.1301	.24594
2	4.188	.00000	3.1324	.23175
2	8.377	.00000	4.0635	.21189
3	.000	.00000	4.0635	.21189
3	4.188	.00000	4.9056	.18940
3	8.377	.00000	5.6430	.16190
.
.

Informations brèves

Le point sur la parution des fascicules du CTG



À paraître
Fascicule 68 :
Exécution des
travaux de fonda-
tion.



En préparation

Fascicule 65 B qui traitera de l'exécution de petits ouvrages en béton armé pour lesquels il est possible d'adopter des clauses simplifiées.



Depuis le 1^{er} janvier 1994, la marque NF Armatures pour béton armé gérée par l'AFCAB remplace l'ancienne Homologation des Armatures délivrée par la Commission Interministérielle d'Homologation. Depuis 1992, l'AFCAB délivre également la marque AFCAB pour les armatures industrielles.

Un recueil, regroupant la liste des armatures certifiées, leurs fiches descriptives, la liste des ateliers d'armatures industrielles certifiées, est publié par l'AFCAB. AFCAB - Association Française de Certification des Armatures du Béton - 1, rue Paul Cézanne - 75008 Paris

Quelques stages ouvrages d'art



Pour obtenir la liste complète des stages organisés au second semestre 1994, se reporter au programme des sessions de formation continue édité par l'ENPC.

- Les dernières évolutions de l'Eurocode 2 5 et 6 octobre
- Formulation des bétons: la gamme des bétons modernes 18 et 19 octobre
- Conduite des études de sols dans les projets de génie civil 18 au 20 octobre
- L'Eurocode 1: comment prendre en compte la neige, le vent et les charges d'exploitation 8 et 9 novembre
- Fondations anciennes: surveiller, diagnostiquer, réparer 15 au 17 novembre
- Conduite d'un projet d'ouvrage

- courant : organiser la maîtrise d'œuvre 15 au 18 novembre
- Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton
 - diagnostic, réparation et protection du matériau béton - 22 au 24 novembre
 - diagnostic, réparation et renforcement des ouvrages en béton - 13 au 15 décembre
- Maîtriser la mise en œuvre des bétons 29 et 30 novembre
- Travaux et ouvrages en milieu rocheux 29 novembre au 1er décembre

- JOURNÉES D'ÉTUDE
 - Clouage des sols: recommandations Clouterre et normes françaises 8 et 9 novembre
 - Comment préparer et passer des marchés d'étude d'ouvrages d'art 16 et 17 novembre

Renseignements et programmes détaillés: Tél. (1) 42 60 34 13, poste 1318 ou 1354

COLLOQUE INTERNATIONAL

Gestion des ouvrages d'art: quelle stratégie pour maintenir et adapter le patrimoine ?
18 au 20 octobre

16 pays y seront représentés, les 62 communications sélectionnées ont été classées en quatre thèmes:

- connaissance du patrimoine et de son état,
- exemples et procédés d'intervention,
- éléments de stratégie de maintenance,
- aspects économiques.

Le recueil des communications sera édité. Ce livre sera distribué à tous les participants.

Ce colloque s'adresse aux maîtres d'ouvrage et aux maîtres d'œuvre gestionnaires des parcs d'ouvrages des collectivités publiques, mais aussi aux spécialistes techniques et aux entreprises. Il montrera les enjeux, les priorités, les évolutions convergentes ou concurrentielles constatées dans différents pays qui vont structurer les activités de tous les acteurs dans les années à venir.

Renseignements et inscriptions: Françoise Bourgain - ENPC - DCC: (1) 44 58 28 22.