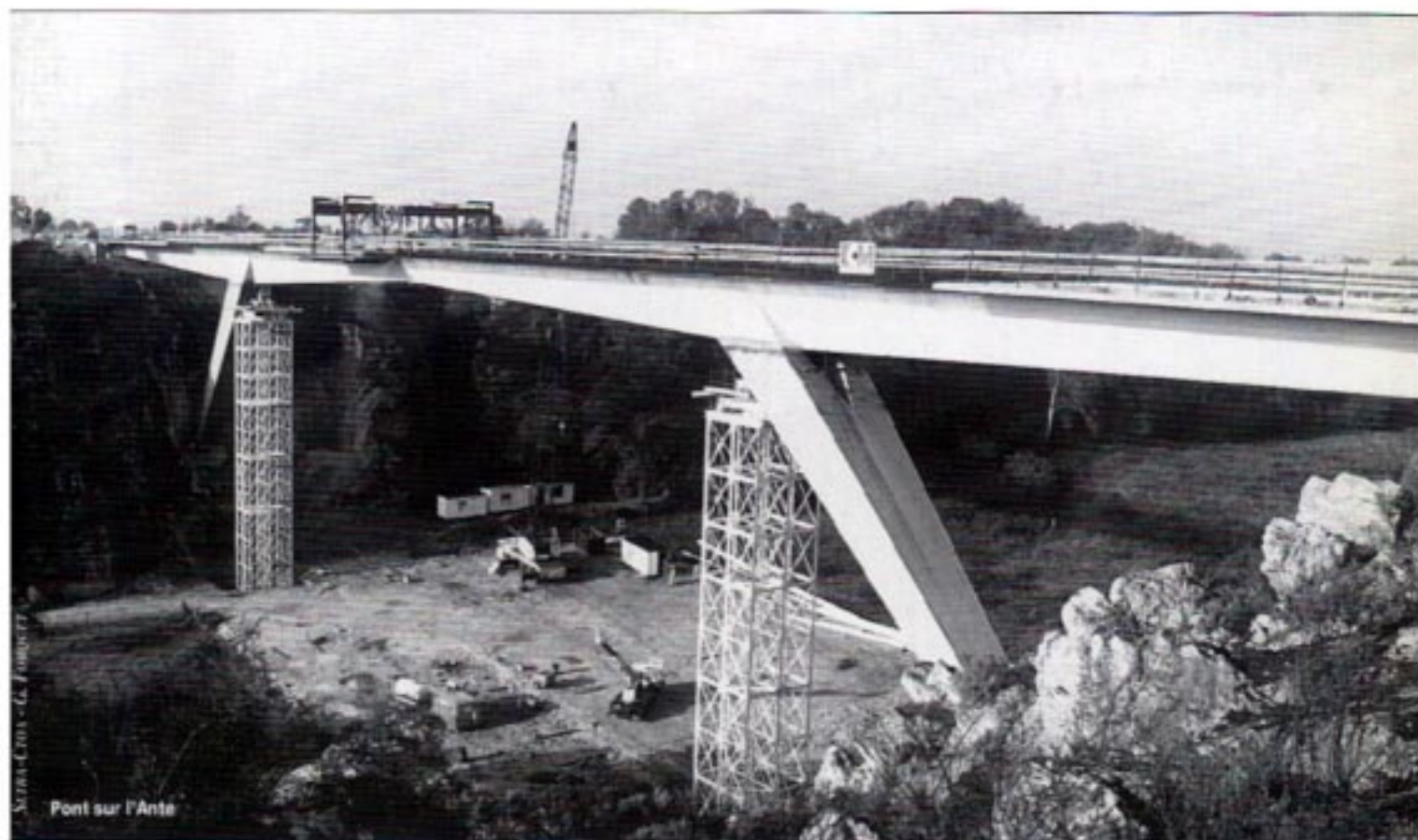


OUVRAGES D'ART

N° 16 - Novembre 1993

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Pont sur l'Ante

SOMMAIRE

■ Ouvrages à suivre 2	■ Équipements et entretien 35
— Le pont sur l'Ante • P. COFFIER, T. KRETZ	— Relevé d'étanchéité par bande de solin métallique • M. FRAGNET
— Le pont sur la Truyère à Garabit • G. GILLET, B. CANTRUT, A. PALACCI, D. FOISSAC, P. GERNIGON, B. BOUVY, J. GOYET	
— Dalle précontrainte sous-bandée - Exécution de l'ouvrage d'art n° 13 sur A 75 • A. BOURJOT, M. CLÉMENT	■ Réglementation - Calculs 36
— Le pont à haubans de Karkistensalmi (Finlande) • R. SORMUNEN, M. VIRLOGEUX, T. KRETZ, D. LE FAUCHEUR, C. OUTTERYCK, C. SERVANT, W. HOORPAH	— A propos de choix :
	1- Sur dispositifs de retenue • A.-L. MILLAN, V. LE KHAC, M. FRAGNET
	2- Sur appuis des ouvrages courants • J. NOURISSON, P. TROUILLET, R. QUINCY, A.-L. MILLAN, V. LE KHAC, M. FRAGNET
■ Techniques particulières 25	— Les caissons métalliques - Programme CADIA • J. BERTHELLEMY
— Réparation du pont de Blagnac - Études, projet et suivi des travaux • P. BARRAS	■ Informations brèves 44
— BHP et ponts mixtes • J.-M. TORRENTI, F. DE LARRARD, P. ACKER	■ SETRA 46
— Soudage suivant le procédé «INNERSHIELD» • J. PICCARDI	Liste récapitulative des publications Ouvrages d'Art depuis 2 ans
	■ Coordonnées des rédacteurs 47



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 - Téléc: 632 263 F



SCTM-CROW - G. FROUJAT

LE PONT SUR L'ANTE

Description de l'ouvrage

Le pont sur l'ANTE est situé sur la déviation de la RN 158 à FALAISE. Cette déviation s'intègre dans la future liaison autoroutière CAEN-SÈES.

Le pont sur l'ANTE permet à la future autoroute de franchir le vallon de l'ANTE situé au Nord-Ouest de la ville de FALAISE. Il ne comporte que deux voies de circulation et devra donc être doublé à terme.

La vallée de l'ANTE se situe au cœur d'un massif rocheux de grès de quartzite armoricain. Le site est remarquable et méritait un ouvrage de qualité. Le choix d'un pont à béquilles s'est imposé naturellement : les deux béquilles s'appuient sur les versants rocheux et dégagent complètement le vallon.

La longueur de l'ouvrage est de 170 mètres et sa largeur est de 10,75 mètres. L'ouvrage est droit en plan. Son profil en long est en pente à 0,957% du Nord (côté CAEN) vers le Sud (côté SÈES). La chaussée est en dévers à pente unique de 2,5%.

Le tablier est une poutre-caisson en ossature mixte acier-béton de hauteur variable qui comporte trois travées de portées respectives 46 m, 78 m et 46 m.

La hauteur du caisson varie linéairement de 3,61 m au droit des béquilles jusqu'à 2,11 m au droit des

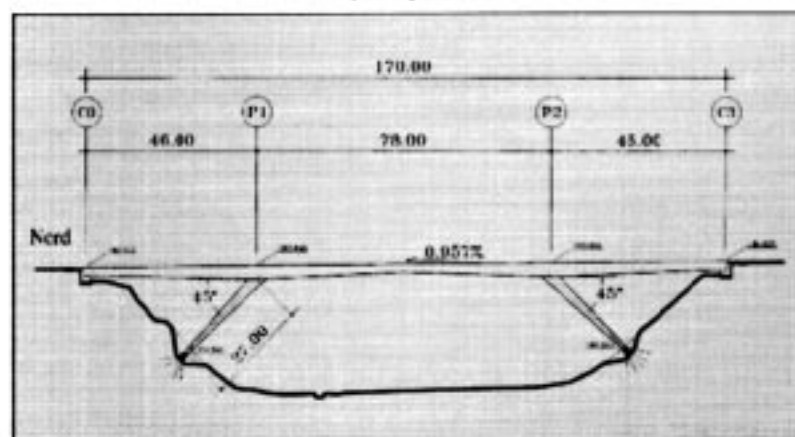
culées et à la clé. Les âmes du caisson sont inclinées à 24° par rapport à la verticale. Le dévers de la chaussée est obtenu par une différence de hauteur des âmes constituant le caisson.

Le raidissage transversal du caisson est assuré par des cadres régulièrement répartis. La mise en place de petites entretoises au droit des cadres permet d'éviter tout dispositif de contreventement provisoire lors du montage et de simplifier le bétonnage de la dalle, qui peut se faire avec un équipage mobile classique. Au droit des béquilles, le caisson est rigidifié à la torsion par des diaphragmes plus importants qui sont inclinés selon la direction des béquilles.

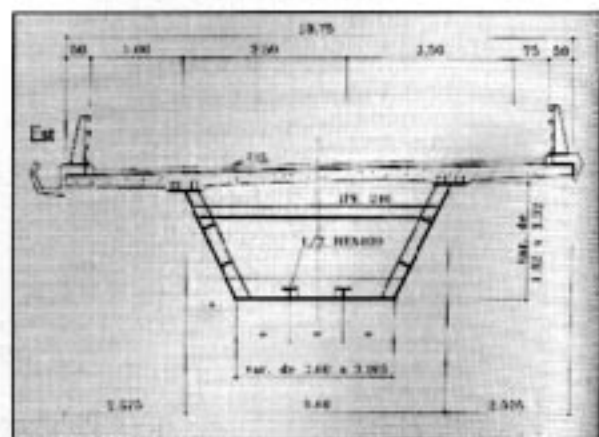
Le tablier s'appuie sur les deux culées extrêmes et s'encastre sur deux béquilles métalliques. Les béquilles sont inclinées à 45° et ont une longueur de 27 mètres environ. Elles ont la forme d'un Y dont chaque branche est un caisson. Les béquilles sont articulées à leur base. L'appareil d'appui est constitué d'un cylindre en acier moulé placé entre deux blocs en acier moulé.

Le massif rocheux est très fracturé. Une campagne de reconnaissance géotechnique complétée par une étude de mécanique des roches approfondie a permis de constater que ce massif rocheux est décomprimé mais ne comporte aucun vide franc et peut

Coupe longitudinale



Coupe transversale



supporter des charges très élevées. Il a toutefois été renforcé par l'ancrage de barres d'acier sous les massifs d'appuis des béquilles. Ces barres permettent de limiter les tassements et d'homogénéiser le comportement du massif rocheux. Les talus de déblais rocheux ont également été cloués par des tirants passifs afin d'assurer leur stabilité.

Déroulement des travaux

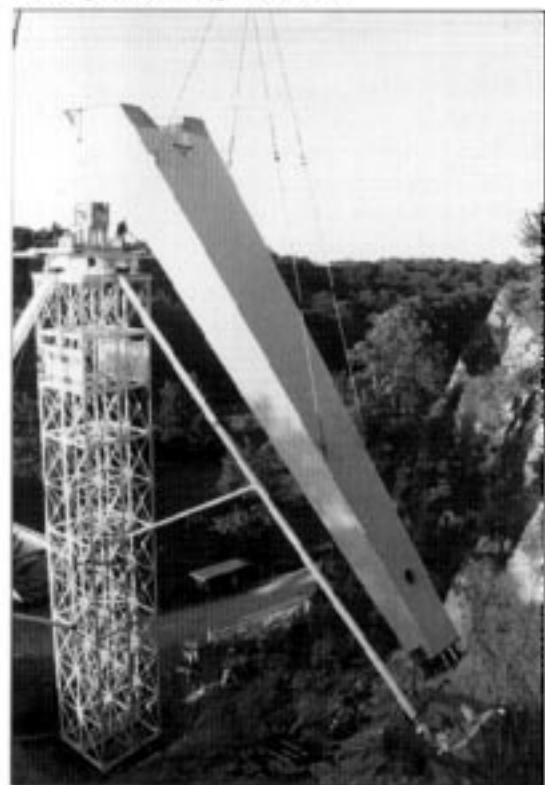
Charpente métallique

La section transversale du caisson métallique était reconstituée sur le site à partir de trois panneaux élémentaires: un pour le hourdis inférieur et un pour chaque âme. Un montage à blanc complet était effectué en atelier. Deux diagonales étaient alors boulonnées sur les cadres d'entretoisement. Ces diagonales étaient enlevées pour le transport, mais remises en place sur le site, de façon à rétablir la géométrie du montage à blanc avant soudage.

Les béquilles ont été assemblées d'un seul tenant en atelier.

La mise en place des béquilles et du tablier a été faite par une grue de très forte capacité, et à l'aide de deux palées provisoires. La grue était installée dans le fond du vallon et manipulait les différents colis à une vingtaine de mètres de hauteur. Le

Mise en place de la béquille côté Sud



SOMA-COIS - G. FROST ET



Mise en place de la travée de rive Sud

tablier était découpé en trois tronçons. Les deux tronçons de travées de rive, d'une longueur de 55 mètres, pesaient 130 tonnes; le tronçon central avait une longueur de 61 mètres et pesait 120 tonnes. Les béquilles pesaient 70 tonnes.

La cinématique de montage est décrite par les photos. On a d'abord mis en place chaque béquille et le tronçon de rive correspondant. Le tronçon central a été mis en place en dernier, en appui sur les deux tronçons de rive. L'opération de montage proprement dite n'a duré que trois jours.

Après le réglage de la position des différents tronçons, le tronçon central a été rabouté avec les deux tronçons de rive. Puis le tablier métallique a été soudé aux béquilles. Enfin le pont a été déveriné des palées provisoires; celles-ci ont alors pu être enlevées.

Dalle

Le ferrailage de la dalle était entièrement préfabriqué et mis en place par un chariot roulant sur les membrures supérieures. Cette technique a permis d'accélérer la cadence de fabrication des plots de la dalle. Cette cadence était de deux plots par semaine, en utilisant un seul équipage mobile et en respectant une durée de cure minimum de deux jours avant le décoffrage.

Cette méthode conduit bien sûr à renforcer les cages d'armatures pour les rendre suffisamment rigides. La surconsommation d'acier est d'environ 10%. La densité de la connexion et du ferrailage rend la descente de la cage entre les connecteurs un peu délicate. Pour éviter les conflits, le chantier

INTERVENANTS:

Maîtrise d'œuvre:
Dir: du CALVADOS

Projet: SETRA

Architecte:
M. BARBIER

Entreprises:
— charpente métallique: A.C. PAINBEUF
— génie-civil: CHANTIER MODERNE NORD
— terrassements: ALONSO

Études d'exécution:
SOFRESIM

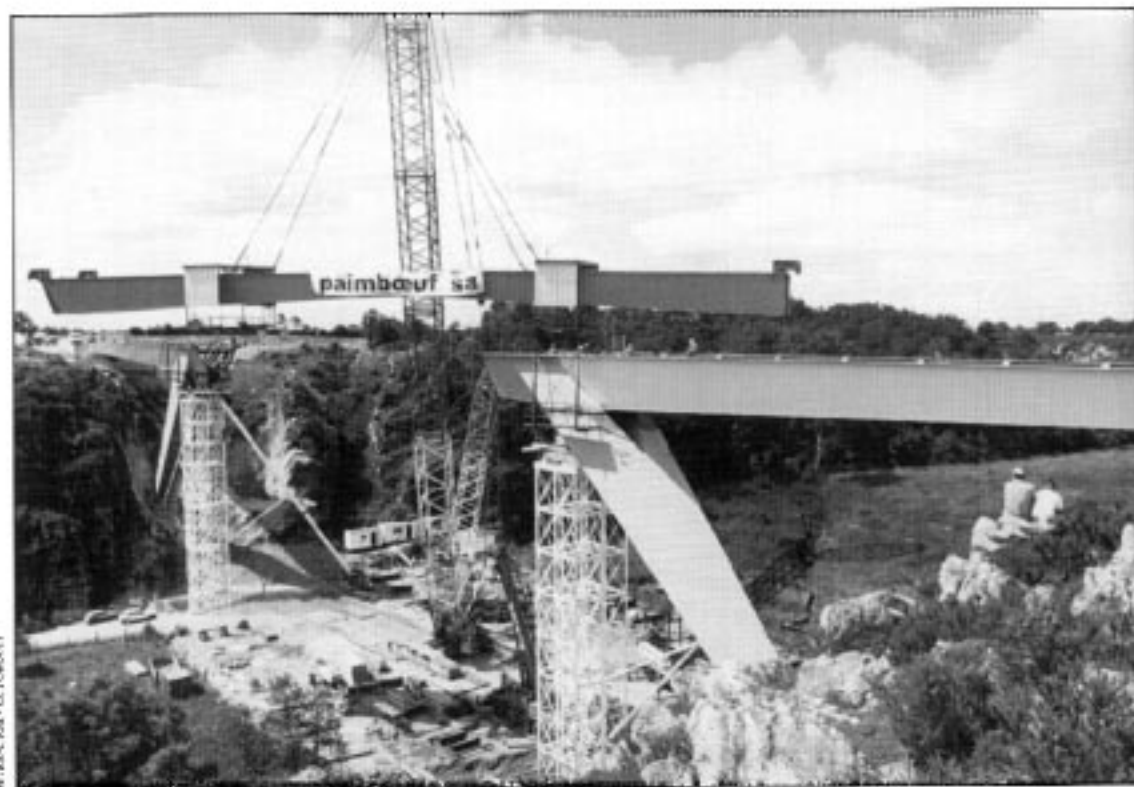
Contrôle: CETE de Normandie-CENTRE et SETRA.



Mise en place de la travée de rive Nord

Sima-Cros - G. Foggett

Pose de la travée centrale



Sima-Cros - G. Foggett



Raboutage de la travée centrale aux tronçons de rive

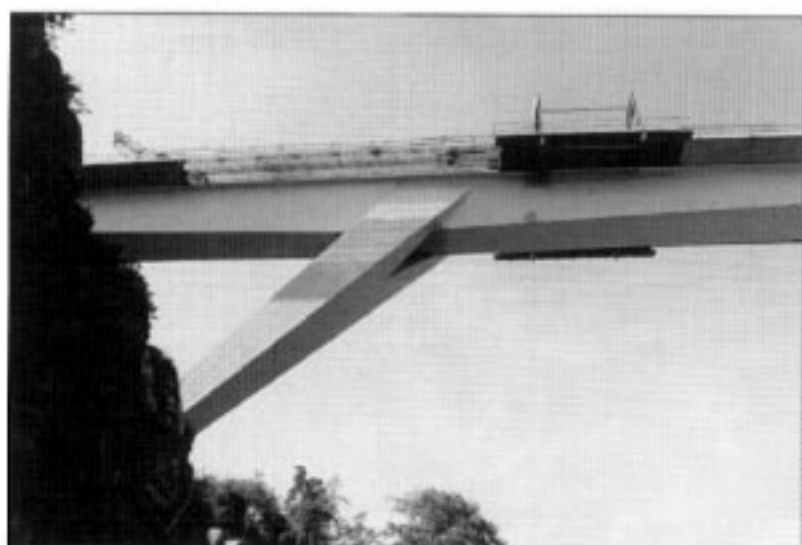
Sima-Cros - G. Foggett

procédait au relevé in situ de la position réelle des connecteurs avant le ferrailage de chaque cage.

Le coffrage était assuré, pour les parties en encorbellement, par un outil coffrant supporté par deux portiques se déplaçant sur les semelles supérieures du caisson. Pour la partie centrale un plateau coffrant était déplacé à l'intérieur du caisson en roulant sur les entretoises.

Le chantier a commencé en septembre 1992. La charpente métallique a été montée à la grue du 17 juin au 19 juin 1993. La dalle en béton armé a été coulée pendant l'été. La mise en œuvre des superstructures est prévue pour le dernier trimestre et l'inauguration du pont doit avoir lieu avant la fin de l'année. ■

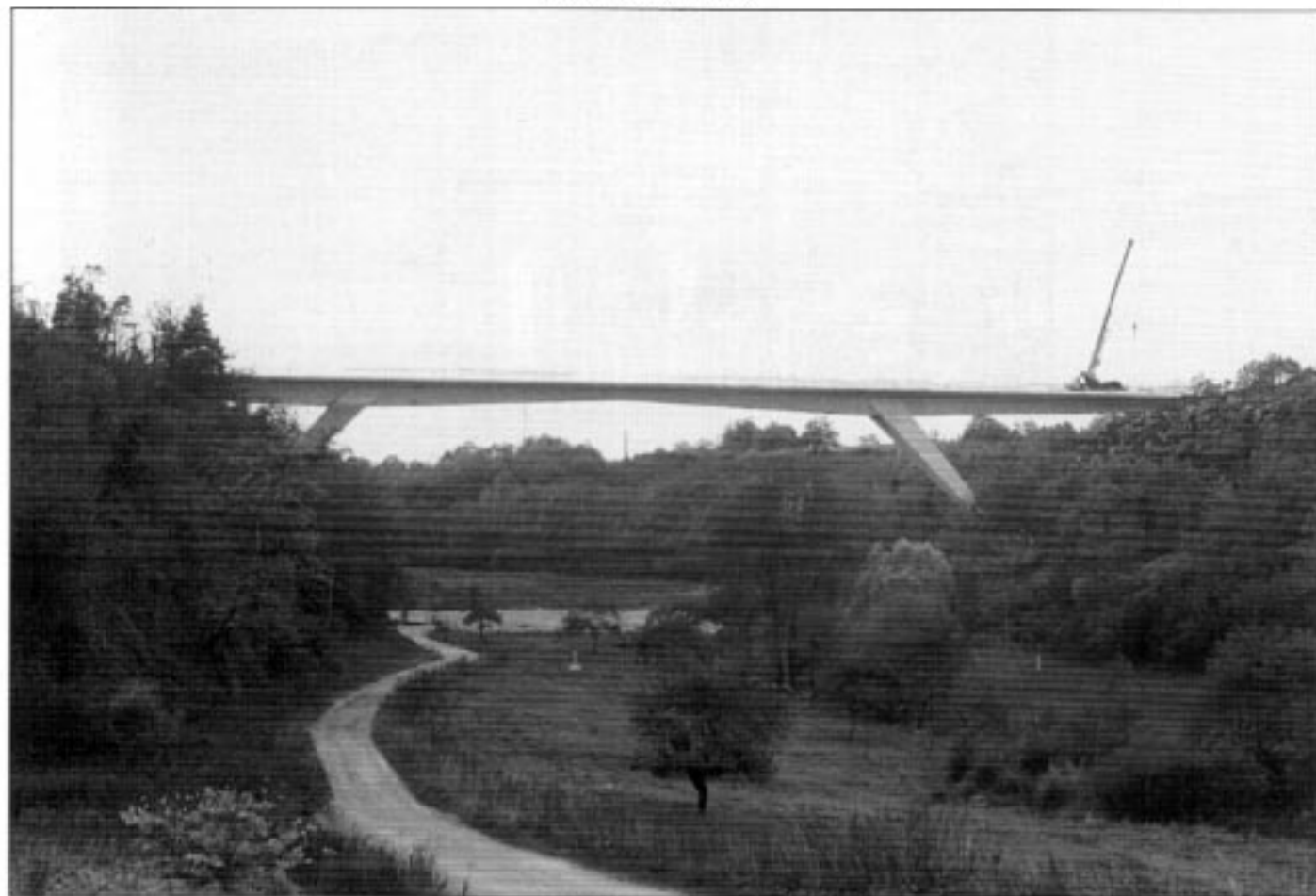
P. CORFDIR, T. KRETZ



Outil coffrant utilisé pour les parties en encorbellement

SERRA-CRUS - G. FERRAZZ

Vue générale de l'ouvrage



PONT SUR LA TRUYÈRE À GARABIT



Photo: CITE de Lyon

Photo 1 - Viaduc d'Eiffel

INTERVENANTS:

Maîtrise d'ouvrage:

État - Direction Départementale de l'Équipement du Cantal

Études de conception:

Direction Départementale de l'Équipement du Cantal, assistée
— du CETE de Lyon,
— d'Europe-Études-Gecfi, agence de Lyon,
— de SCFRESID,
— de SCPRESE,
— d'Alain SPIELMANN, architecte,
— avec les conseils du SETRA

Maîtrise d'œuvre:

Arrondissement Interdépartemental des Ouvrages d'Art de l'A75, assisté
— du CETE de Lyon,
— d'Europe-Études-Gecfi, agence de Lyon,
— de SCFRESID,
— de SCPRESE,
— d'Alain SPIELMANN, architecte,
— avec les conseils du SETRA, du LCPC et de Simoced

Réalisation et études d'exécution:

— Dumez (mandataire GTM-BTP, agence de Lyon

Dans le cadre du « Plan Routier Massif Central », un projet d'aménagement de la Route Nationale 9 a été entrepris dans chaque département traversé. Dans le Cantal, cette voie franchit la Truyère à proximité du viaduc ferroviaire construit par Gustave Eiffel entre 1880 et 1884 (photo 1). En 1980, le Directeur des Routes retenait un franchissement de la Truyère à environ 1 000 mètres de l'ouvrage d'Eiffel. Les études de l'ouvrage commençaient en 1987 sous l'autorité de la Direction Départementale de l'Équipement du Cantal. Elles

aboutirent, fin 1988, à l'établissement de l'APOA, lequel était approuvé, par décision ministérielle, en juin 1989. L'appel d'offres était lancé immédiatement. Entre-temps, le statut de la RN 9 aménagée était modifié: elle devenait Autoroute A 75 de Clermont-Ferrand à Béziers. À cette époque, la Délégation aux Grands Projets mettait en place un service spécial temporaire destiné à assurer la Maîtrise d'Œuvre des grands ouvrages de l'A 75: l'Arrondissement Interdépartemental des Ouvrages d'Art (AIOA - A 75) installé à Millau. Après signature du marché, l'ordre de service de débiter les travaux était signé en avril 1990. L'ouvrage a été mis en service en juin 1993 (photo 2).

Le site et les contraintes du projet

La vallée à franchir, située à environ 800 mètres d'altitude, présente une longueur totale d'environ 300 mètres. Les pentes des rives sont très importantes: en moyenne 45 degrés.

La voie à porter mesure 20,50 mètres de largeur. Elle comporte une chaussée bidirectionnelle à deux fois deux voies de circulation de 3,50 mètres de largeur, avec des bandes d'arrêt d'urgence de 2,00 mètres. Les deux sens de circulation sont séparés par un terre plein central de 1,50 mètre comportant un séparateur en béton du type DBA. Latéralement, le tablier est équipé de barrières normales du type BN 4, et de corniches-caniveaux.

Les études préliminaires

Le principal critère de choix retenu était la qualité architecturale du projet, et son intégration dans le site. Les solutions classiques et haubanées ont été abandonnées, essentiellement pour éviter des lignes verticales importantes dans le paysage.

Les solutions proposées, qui ont été concrétisées sous la forme de maquettes, étaient les suivantes:

- un arc en béton de 170 mètres d'ouverture supportant un tablier en ossature mixte acier-béton, ou éventuellement en dalle nervurée en béton précontraint (photo 3);
- un ouvrage à béquilles constitué d'une poutre caisson métallique supportant une dalle en béton armé participante (photo 4);
- un ouvrage à béquilles constitué d'une poutre caisson en béton précontraint (photo 5).



Photo 3 - Solution en arc

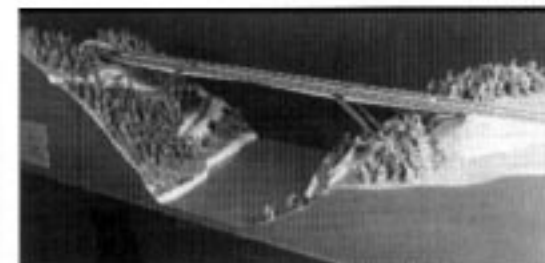


Photo 4 - Solution à béquilles, mixte acier-béton

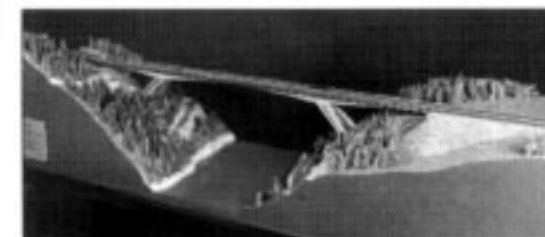


Photo 5 - Solution à béquilles, en béton précontraint



Photo 2 - Vue générale de l'ouvrage

Pour la réalisation de l'APOA, le choix du Directeur des Routes s'est porté sur les deux solutions à béquilles.

Les études de l'Avant Projet d'Ouvrage d'Art

Les deux solutions retenues ont été décrites en détail dans un article paru dans la revue « Travaux » d'octobre 1991 : seules les caractéristiques essentielles seront rappelées ici.

Solution béton précontraint

Le tablier est constitué par une poutre caisson à trois travées de 82 - 144 - 82 mètres, encastrée sur les béquilles et sur appuis simples aux extrémités des culées. La hauteur du tablier varie paraboliquement de 8 mètres au point d'épure d'encastrement des béquilles, à 3 mètres à la clé et à 10 mètres des appuis sur culées.

Transversalement, le caisson comporte :

- un hourdis supérieur de largeur constante égale à 20,50 mètres, précontraint transversalement par des câbles 4T15 espacés de 0,60 mètre ;
- deux âmes inclinées à 30% d'épaisseur droite de 0,60 mètre (1,20 mètre vers les béquilles) ;
- un hourdis inférieur d'épaisseur variable de 1,20 mètre au droit des béquilles à 0,25 mètre à la clé.

La fondation d'une béquille comprend deux massifs superficiels reliés par un tirant précontraint. Chaque jambe de béquille est articulée sur son massif de fondation par l'intermédiaire d'une articulation Freyssinet. Extérieurement, chaque jambe s'inscrit dans un volume délimité par des rectangles variant de 2,50 x 4,50 mètres en pied jusqu'à 5,83 x 4,50 mètres en partie haute à 36,62 mètres de distance. En partie basse (sur 10 mètres) la section est pleine, en section courante la section est en caisson avec des voiles de 0,75 mètre d'épaisseur.

Solution mixte acier-béton

Le tablier est constitué par une poutre caisson, de hauteur variant linéairement, encastrée sur les béquilles, simplement appuyée sur la culée nord, appuyée et fixée longitudinalement à la culée sud. La hauteur du tablier varie de 6,50 mètres au droit des béquilles, à 3,50 mètres à la clé et au droit des appuis sur culées.

Transversalement, le caisson comporte :

- un hourdis supérieur nervuré en béton précontraint longitudinalement. Son épaisseur est de 18 cm, il est supporté par des nervures transversales précontraintes espacées de 3 mètres, et par deux nervures longitudinales destinées à être connectées sur les semelles supérieures du caisson métallique. Le hourdis est préfabriqué, puis poussé sur la charpente métallique grâce à ces longrines longitudi-

nales. La connexion est réalisée par soudage de patins d'appui en acier inoxydable intégrés dans les longrines longitudinales;

— un caisson métallique ouvert comprenant une tôle de fond raidie (épaisseur variable de 12 à 50 mm), deux âmes verticales (épaisseur variable de 16 à 22 mm) et deux semelles de 80 cm de largeur. L'ossature métallique est réalisée en aciers E36, E355 ou E460.

La précontrainte longitudinale démontable, mise en œuvre avant poussage (donc avant connexion), est constituée de câbles 7T15. La précontrainte transversale des nervures est formée de câbles 19T15.

La fondation des béquilles est du même type que celui de l'ouvrage en béton précontraint. Les articulations des pieds de béquilles sont métalliques. Les jambes des béquilles sont constituées de caissons métalliques et encastrées latéralement, par l'intermédiaire de diaphragmes, sur le tablier.

L'appel d'offres

L'appel d'offres a été lancé fin juin 1989, les variantes n'étaient pas admises. À l'issue du dépouillement des propositions, c'est au groupement DUMEZ-GTM que le marché a été attribué, pour la solution en béton précontraint. Après une période d'études préalables de trois mois, les travaux débutaient effectivement en juillet 1990. Le délai contractuel prévu était de 30 mois.

Les études d'exécution

Adaptations du projet

Par rapport au projet de base défini par le Dossier de Consultation des Entreprises, la réalisation de l'ouvrage a fait l'objet de quelques adaptations qui ont été pour l'essentiel:

— le mode de construction des béquilles, réalisées sur cintre autoportant et palées provisoires, au lieu de la solution par haubanage provisoire avec mât pendulaire maintenu par des tirants d'ancrage, qui avait été envisagée;

— le raccourcissement de 2,00 mètres de la longueur des béquilles, proposé par les géologues, pour limiter les terrassements dans un affleurement du substratum rocheux au droit d'un des quatre massifs de fondation;

— la modification de la géométrie des massifs de fondation des béquilles, conséquence directe du raccourcissement de ces dernières;

— l'élégissement de la section intérieure des voussoirs sur béquille (VSB);

— la liaison des massifs de fondation d'une béquille par un tirant précontraint unique, au lieu des deux proposés;

— la fondation sur puits marocains et la constitution des palées provisoires, équipées de chevêtres pour l'appui des cintres des béquilles.

Caractéristiques structurelles

(schéma 6)

Le tablier est réalisé par encorbellements successifs au moyen de voussoirs coulés en place. Seules les zones de rive, à proximité des culées, sont coulées sur cintre, sur une longueur de 25 mètres environ.

La précontrainte longitudinale est assurée par des câbles SEEE (schéma 7):

— les câbles de fléau (2 x 35 par fléau), ainsi que les câbles de continuité, intérieurs au béton (2 x 7 en travée de rive et seulement 2 x 2 câbles en travée centrale), étaient constitués d'unités FUC 19-620;

— les câbles extérieurs au béton (FUC 19-620 démontables) règnent uniquement dans les travées de rive, à raison de deux paires réparties le long des âmes et déviées par l'intermédiaire de deux déviateurs en béton. En travée centrale, la compression apportée par l'effet d'arc est suffisante pour assurer le respect des contraintes réglementaires en service (compression résiduelle en état limite de service sous l'action des charges rares);

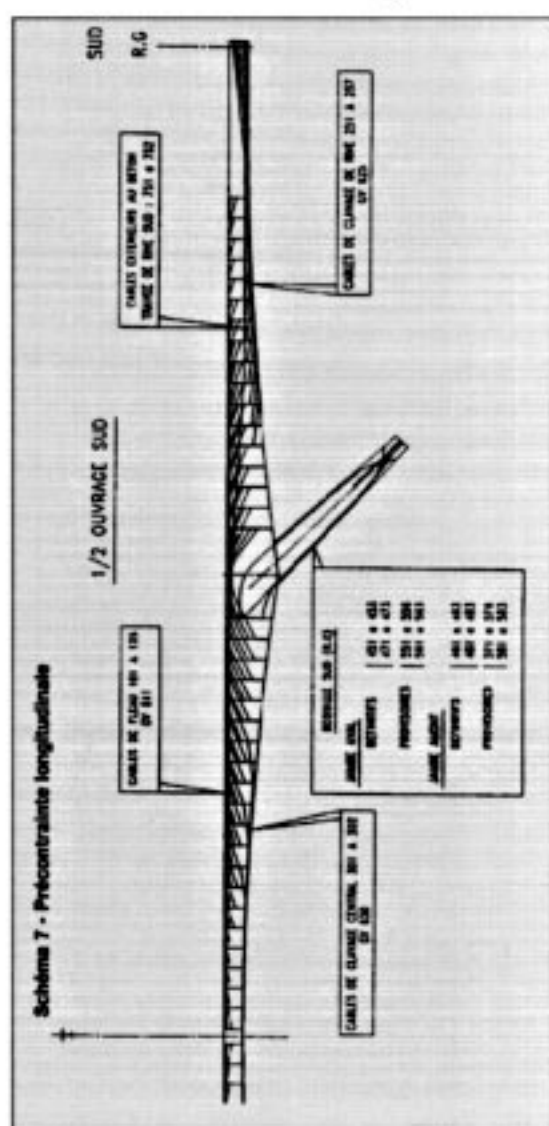
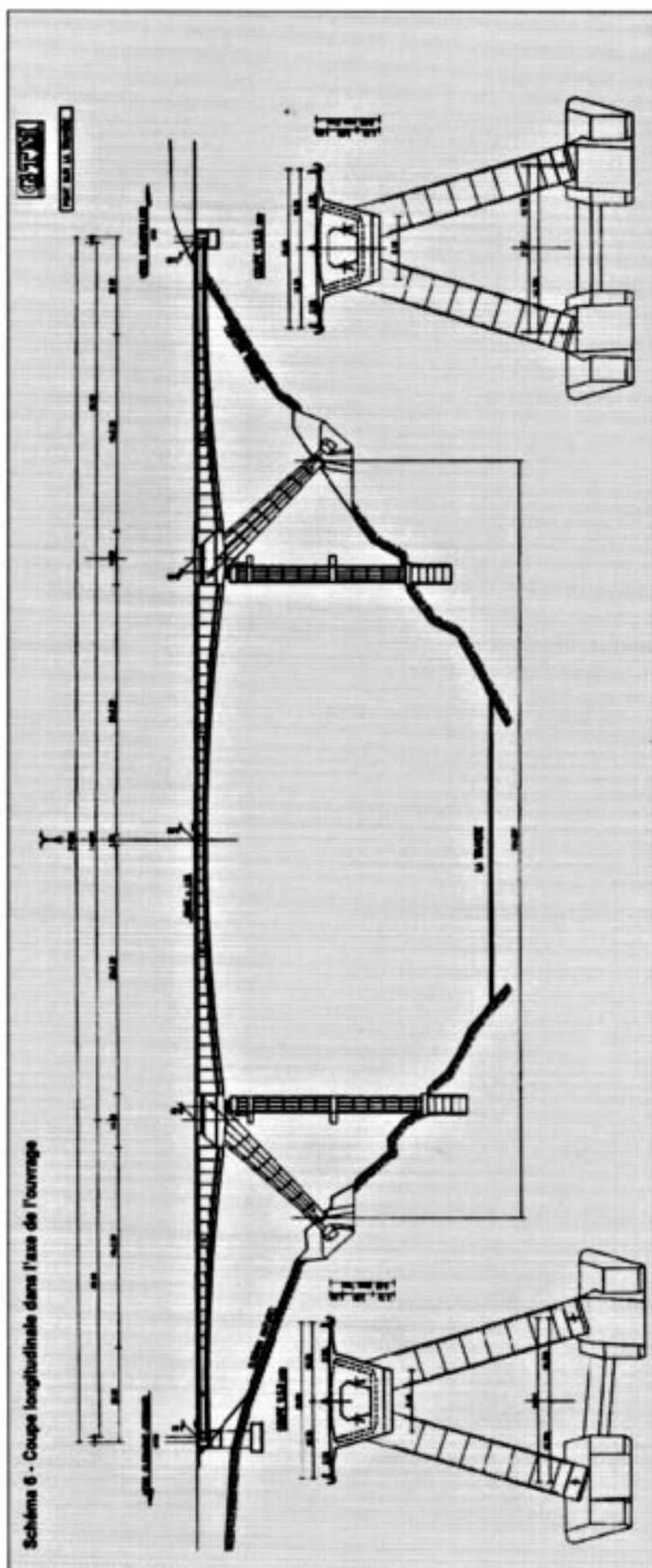
— les câbles transversaux du hourdis supérieur sont des FUC 4-620 espacés de 60 centimètres en moyenne.

Les béquilles sont constituées par deux jambes en béton de 36 mètres environ de longueur qui s'appuient chacune sur un massif de fondation en béton armé. Chaque massif a une section à la base de 10,00 x 12,00 mètres pour une hauteur dans l'axe des jambes de béquilles de 4,50 mètres.

Les deux massifs d'une même béquille sont reliés entre eux par un tirant-buton précontraint au moyen de 12 câbles SEEE FUC 19-620.

L'appui des jambes des béquilles sur les massifs de fondation se fait par l'intermédiaire d'articulations à section rétrécie de béton du type Freyssinet, traversées suivant l'axe de rotation par 13 goujons en acier inoxydable \varnothing 20 mm.

Les béquilles sont inclinées à 45° par rapport à l'extrados de l'ouvrage. Transversalement, les jambes se rejoignent au niveau du VSB et s'écartent de 30% par rapport à un plan vertical jusqu'aux massifs d'appui (inclinaison opposée à celle des âmes). Outre cet écartement transversal, la recherche d'une arête parallèle à l'extrados, à l'intersection avec le tablier, a conduit à faire tourner les jambes de béquilles de 16° environ autour de leur axe.



Caractéristiques des câbles du tablier
 Câbles SEEE FUC 19-620 (super torçons)
 Gaine ϕ 100 intérieur
 19 torçons T15,7-1770-TBR
 ϕ plaque d'appui 430 mm
 Force maximale sous ancrage 410,8 T

Caractéristiques des câbles des béquilles
 Câbles SEEE FUC 12-620 (super torçons)
 Gaine ϕ 80 intérieur
 12 torçons T15,7-1770-TBR
 ϕ plaque d'appui 325 mm
 Force maximale sous ancrage 259,5 T

Caractéristiques des câbles de précontrainte transversale du tablier
 Câbles Seaz: FUC 4-620 (super torçons)
 Gaine ϕ 46 intérieur
 4 torçons T15,7-1770-TBR
 Plaques d'appui 160 x 160 mm
 Force maximale sous ancrage 86,5 T
 Câbles espacés de 0,60 m dans le hourdis supérieur

La précontrainte de service de chaque jambe de béquille (schéma 8) est constituée de 6 câbles SEEE FUC 12-620 ancrés dans la zone pleine et dans le VSB. Ces câbles permettent de compenser les efforts de flexion dans certaines parties des béquilles. En construction, pour une jambe de béquille, six câbles supplémentaires (identiques aux précédents), ancrés dans le massif de fondation et le VSB, sont disposés en face inférieure. Trois câbles de même nature, ancrés dans le massif de fondation et la partie supérieure de la partie pleine, complètent les précédents pour assurer une compression suffisante de l'articulation Freyssinet en cours de construction de l'ouvrage.

Les palées provisoires assurent la stabilité de l'ouvrage en construction. Elles sont constituées par deux fûts évidés en béton armé de section extérieure 4,00 x 4,50 mètres avec des voiles de 0,36 mètre d'épaisseur. Leur hauteur est de 47 mètres côté nord et de 41 mètres côté sud.

En tête, un chevêtre massif (épaisseur 1,60 mètre) en béton précontraint, sur lequel sont disposés les appuis provisoires nécessaires à soutenir le fléau, ferme le sommet des fûts. L'effort maximal en tête lors de la construction d'un fléau atteint 11 000 tonnes environ. Chaque fût repose, par l'intermédiaire d'une semelle de liaison, sur un puits marocain en béton de 4,80 mètres de diamètre et de 10 mètres de profondeur.

Les culées reposent sur le rocher sain affleurant, dont la contrainte admissible était donnée égale à 1 MPa. Les extrémités de l'ouvrage étant en déblais côté sud et en remblais côté nord, les culées sont de type différent. Au sud, un simple massif de fonda-

tion constitue le chevêtre d'appui. Côté nord, la culée est constituée par un portique à deux montants verticaux noyés dans le remblai, reliés en tête par le chevêtre d'appui et encastrés à leur base dans la semelle de fondation. Les appareils d'appui sont du type glissant à disque d'élastomère.

Réalisation des études

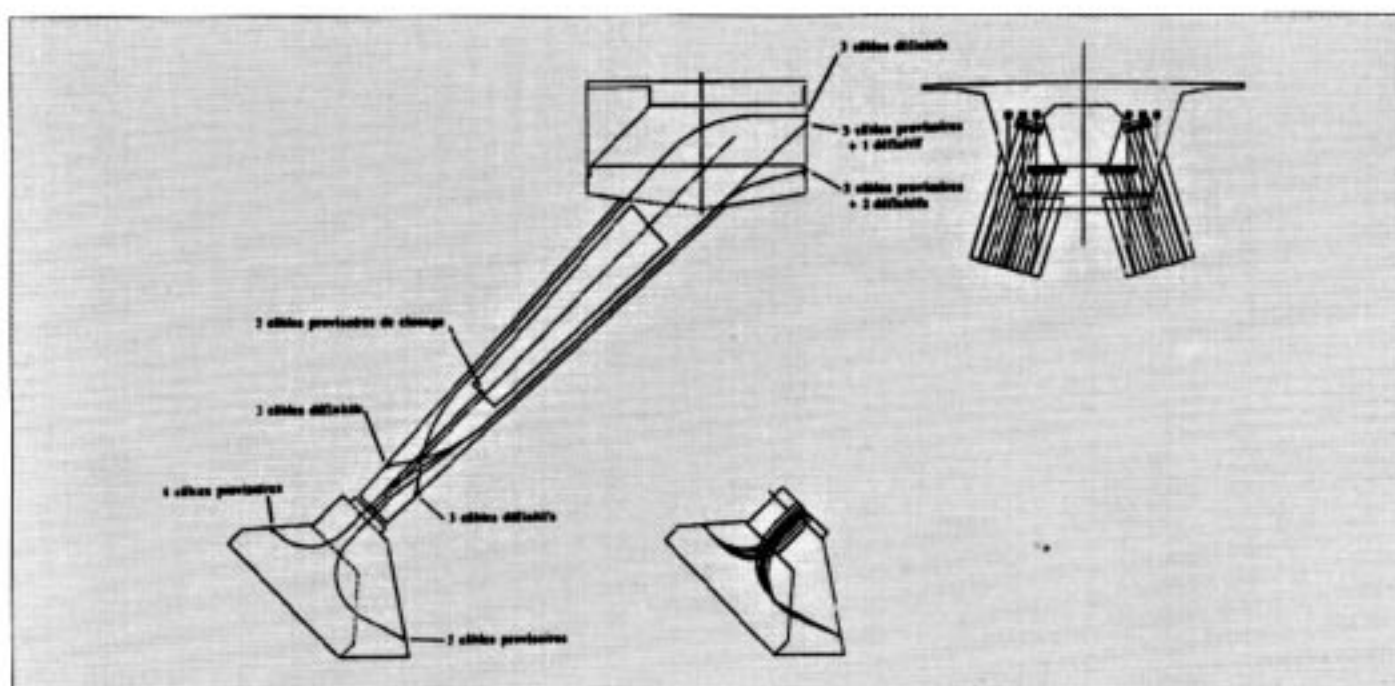
Les calculs et les plans d'exécution ont été réalisés par les bureaux d'études des entreprises du groupement, le mandataire étant le bureau d'études GTM Marsaille.

La flexion longitudinale de la structure a été étudiée au moyen de la chaîne de programme Pythagore de la SETEC, conformément aux prescriptions du BPEI 83, avec prise en compte du fluage scientifique.

La simulation de la construction a fait l'objet d'une analyse des différentes phases de réalisation visant, notamment, à apprécier au plus juste les déformations respectives de chaque fléau, ceux-ci n'étant pas construits simultanément, mais avec un décalage prévisionnel important (200 jours environ).

Lors de la suppression de l'appui sur la palée provisoire nord, première étape du décentrement, la variation d'effort normal dans le voussoir de clavage est de + 9 000 tonnes, l'effort dans l'axe des béquilles variant quant à lui de + 6 500 tonnes. Les calculs montrent que le décentrement peut être effectué indépendamment sur chaque appui provisoire sans aucun risque de dommage pour l'ouvrage.

Schéma 8
Principe de câblage
des béquilles
Câbles SEEE 12-620



En complément à l'étude d'ensemble de la structure, une analyse aux éléments finis de la liaison béquille-tablier a été réalisée à l'aide du logiciel Hercules. Les résultats ont principalement permis de définir le ferrailage à mettre en œuvre dans cette partie de l'ouvrage.

Contrôle des études d'exécution

Dans le cadre du contrôle extérieur, le Maître d'Œuvre a fait réaliser des calculs de flexion longitudinale détaillés (logiciel BC et PCP). Les comparaisons ont montré une bonne concordance, les faibles différences constatées s'expliquant par l'adoption de paramètres légèrement différents pour les lois de variation du module d'élasticité du béton et pour les lois de fluage (hygrométrie moyenne par exemple).

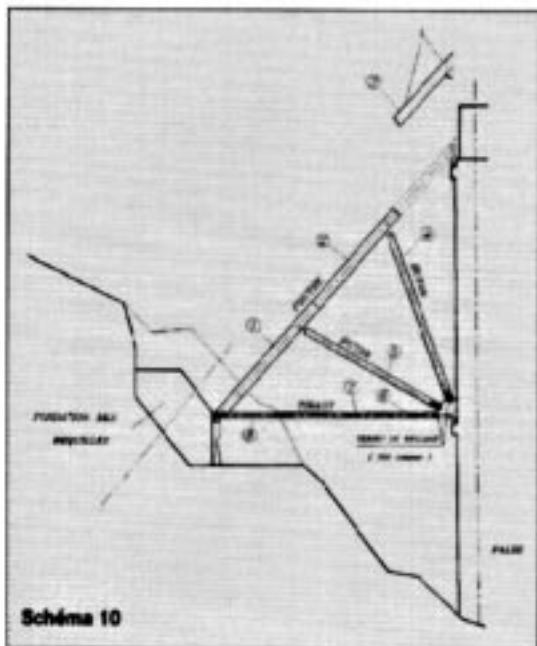
Un calcul de récolement, réalisé avec PCP, après adoption de nouvelles caractéristiques pour le béton ($f_{c28} = 40$ MPa), et prenant en compte le calendrier exact d'exécution (sensiblement différent du prévisionnel) n'a pas mis en évidence de modifications importantes dans les résultats.

La conception des méthodes

Le cintre des béquilles

(photo 9)

Pour le mode de réalisation des béquilles, c'est une solution sur cintre qui a été retenue par l'entreprise, car elle est apparue plus fiable pour la maîtrise des déformations et la création du contreventement temporaire.



F. BARRA

Ce dispositif a été construit en mécano-soudure classique, à partir d'éléments en acier E 36 comportant, le poids d'un cintre étant de 60 tonnes (schéma 10) :

- des profils HEB 1000 supportant le platelage, l'outil coffrant et les jambes de béquilles elles-mêmes;
- des bracons en tubes pétroliers de diamètre 711 mm;
- des profils HEB 500 formant tirant à la partie inférieure.

Les appuis sont les suivants :

- fondations des béquilles,
- dalles en console aux niveaux intermédiaire et supérieur de la palée provisoire.

Ces appuis comportent des boîtes à sable pour le décintrement. Des barres Dywidag assurent le clouage des appuis sur la palée provisoire et le bridage du tirant aux fondations de la béquille. Les butens sont équipés en pied de vérins hydrauliques permettant le réglage des flèches en cours de construction.

Photo 9 - Cintre des béquilles

Aménagement de la tête de palée provisoire
(photo 11)



Photo 11

L'aménagement de la tête de palée doit remplir plusieurs fonctions :

- il doit permettre, bien entendu, la transmission des efforts verticaux (maximum 11 000 tonnes),
- il doit permettre les rotations du fléau pendant la construction afin de filtrer les moments fléchissants qui transiteraient dans la palée,
- il doit permettre le transfert de la réaction d'appui de la palée provisoire à la béquille lors du décintrement général de l'ouvrage (mise en charge de « l'arc »), cette réaction d'appui ayant une composante verticale et une composante horizontale.

La solution retenue mettait en œuvre uniquement des vérins hydrauliques (schéma 12) :

- quatre vérins d'appui côté nord,
- quatre vérins d'appui côté sud,
- quatre vérins pilotes utilisés au nord et au sud.

Ces vérins ont une capacité de 1 500 tonnes en effort dynamique et de 4 000 tonnes en effort sta-

tique sur écrou de sécurité. Les performances des vérins permettaient de soulever la charge maximale du fléau à l'aide de huit vérins en dynamique, la même charge pouvant être reprise par quatre vérins en statique.

Cette solution présente les avantages techniques suivants :

- réalisation d'une rotule en tête de palée provisoire. Les vérins comportent des têtes rotulées permettant une rotation admissible de 5° ;
- possibilité de réglage du fléau sans avoir à passer par des calages intermédiaires délicats ;
- lors du décintrement une luxation partielle des têtes rotulées permet le déplacement horizontal relatif tablier-tête de palée provisoire, induit par la transmission des efforts et la mise en charge de « l'arc ».

La démolition des palées provisoires

(photo 13)

La démolition des palées provisoires constitue un point critique de la réalisation du fait de l'utilisation d'explosifs. Le principe adopté consiste à abattre la palée en trois phases principales (schéma 14) :

- 1^{ère} phase : l'ensemble du sommier et du chevêtre supérieur est abattu par glissement sur l'arrière, le long d'un plan de glissement créé par des saignées obliques dans les fûts ;
- 2^e phase : les deux fûts supérieurs et le chevêtre inférieur sont abattus par renversement sur l'arrière ;
- 3^e phase : les deux fûts inférieurs sont démolis au BRH à partir d'une plate-forme à la base de ceux-ci.

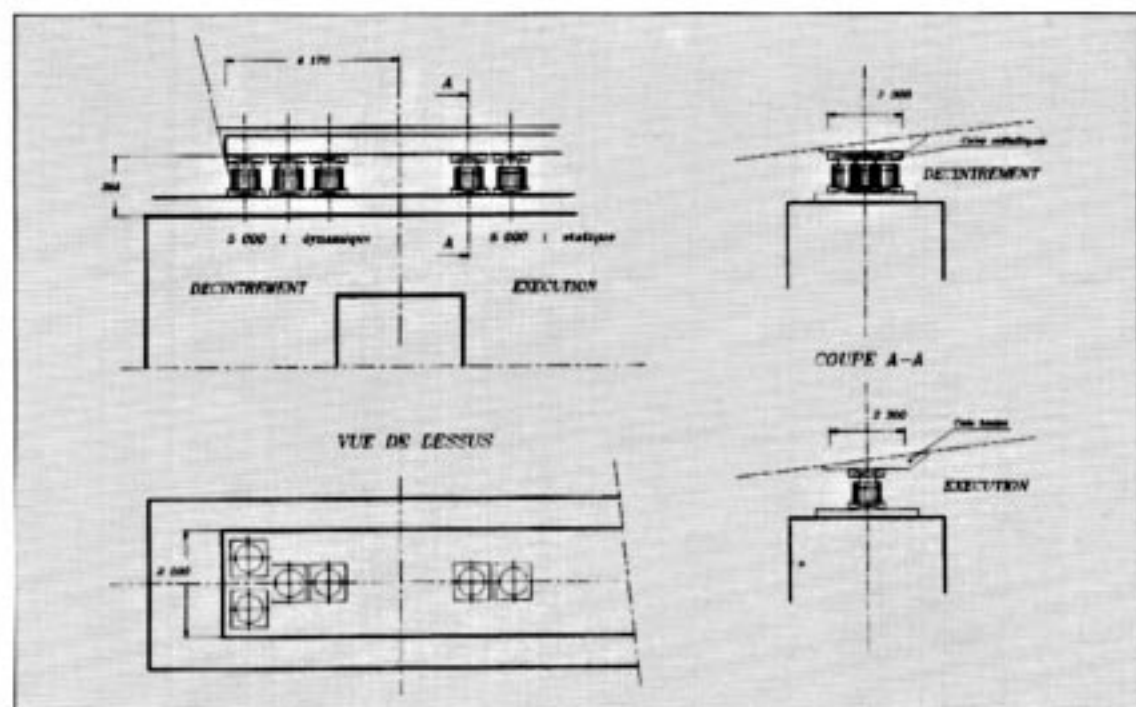


Schéma 12 - Aménagement de la tête de palée

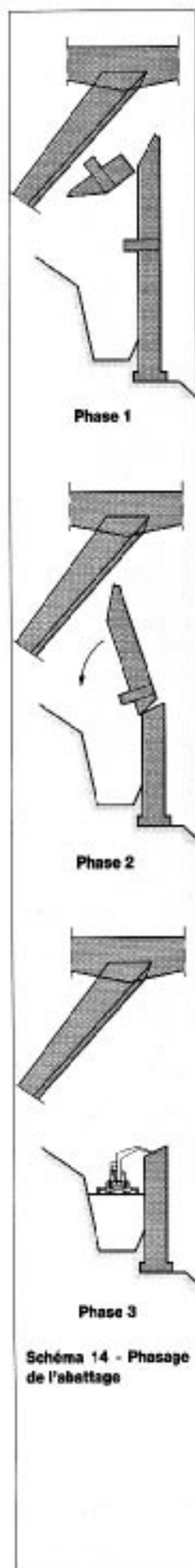


Schéma 14 - Phasage de l'abattage

Ainsi la démolition comporte de nombreuses opérations délicates devant être maîtrisées à chaque instant, notamment :

- création de saignées obliques sur les faces transversales des fûts,
- bridage complémentaire à l'aide de câbles de précontrainte assurant la chute des éléments,
- minage des faces avant et arrière des fûts,
- création d'une charnière de pliage dans la paroi côté Truyère lors de la deuxième phase.

Le suivi de la construction - Les contrôles

Contexte général

L'organisation du suivi de la construction et des contrôles, basée sur les principes généraux des Plans d'Assurance Qualité, a été déterminée en fonction des critères suivants, caractéristiques de l'ouvrage :

■ La situation du chantier

- Ouvrage situé dans un site très escarpé, rendant les accès difficiles aux postes de travail, un long cheminement étant nécessaire pour aller d'une berge à l'autre (8 km),
- conditions climatiques sévères, tant pour les approvisionnements que pour l'exécution des travaux (bétonnage par temps froid),
- volume important et complexité géométrique de certaines parties d'ouvrage : massifs de fondations, béquilles, vousoirs sur béquille, ont entraîné des contraintes d'exécution :
 - opérations topographiques délicates,
 - découpage en de nombreuses phases d'exécution,
 - maîtrise des masses à manutentionner,
 - limitation des cadences de mise en œuvre (bétonnage à la grue à tour $\approx 12 \text{ m}^3/\text{h}$),
 - précautions particulières pour bétonnage par temps froid.

■ Les exigences particulières du marché

L'exécution de l'ouvrage devait répondre, en plus des exigences courantes, aux critères particuliers suivants :

- *Qualité des matériaux :*
 - insensibilité aux réactions alcali-granulats,
 - résistance au gel des bétons de structure.
- *Caractéristiques des bétons :*
Résistances contractuelles :
 - béton de fondation : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$,
 - béton pour béquilles et tablier : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
- *Moyens particuliers prévus au marché :*
 - lors de l'exécution, deux centrales à béton de niveau 3 ont été utilisées, implantées sur chaque rive, chacune d'elle a assuré l'approvisionnement du demi-ouvrage nord ou sud, et servi de centrale de secours à l'autre, avec transport du béton par camion malaxeur,

— un laboratoire de chantier, pour contrôles internes et externes, a été installé à proximité du chantier.

• *Qualité architecturale :*

- homogénéité de teinte des parements en béton,
- géométrie des béquilles,
- dessin des joints de reprise de bétonnage,
- calepinage des joints de coffrage,
- parements spéciaux décoratifs : béquilles, corniches-caniveaux, culées...

Suivi de chantier

L'organisation de chantier et des contrôles a été définie de façon à s'adapter au mieux aux exigences du chantier, selon les principes suivants :

- préparation avec anticipation des procédures d'exécution ;
- désignation d'une personne responsable pour chaque phase de réalisation (fondation, cintre de béquilles, béquilles, étaie du VSB, équipages mobiles, précontrainte, transfert de charge, topographie) ;
- intégration des méthodes de mise en œuvre aux plans d'exécution (notamment en matière de ferrailage, de coffrage et de mise en œuvre des bétons) ;
- exercice en continu des opérations de contrôle :
 - privilégier la réflexion et la concertation,
 - formaliser les accords et décisions,
 - s'assurer du suivi des décisions en assistant à toutes les opérations pour contrôler l'exécution et faire corriger les défauts et améliorer les méthodes.

Au titre du contrôle extérieur, une équipe de six personnes, sous la responsabilité d'un ingénieur des TPE, a été constituée et installée en permanence sur le chantier.

Quelques procédures de suivi et contrôle

Plusieurs opérations de suivi et de contrôle méritent d'être présentées comme spécifiques à l'ouvrage et significatives quant aux résultats ou à l'originalité des démarches.

■ Fondations des massifs d'appui des béquilles

La réalisation des déblais pour les massifs de fondation des béquilles a fait l'objet de procédures particulières, définies en fonction de la situation rencontrée :

- difficultés d'accès,
- adaptations des fondations au site,
- niveau de fondation à retenir,
- stabilité des parois d'excavation,
- entrée en terre selon l'inclinaison des béquilles,
- plan d'assise des massifs de fondation positionnés selon l'orientation des béquilles,

— maîtrise des hors profils et des quantités.

■ Formulation des bétons

Compte tenu des exigences du marché et du manque de référence des granulats locaux en matière de sensibilité aux réactions alcali-granulats, sur proposition de l'entreprise, trois possibilités de formulation ont été testées en parallèle, selon un programme d'études complet mais ouvert pour l'avancement des procédures.

Les études ont été menées simultanément aux essais ci-dessus :

- formulations avec et sans adjuvants,
- tests de rhéologie du béton,
- essais de résistance à court terme en fonction des exigences du marché,
- essais de résistance à 28 jours.

L'étude de formulation définitive a été lancée, avec le ciment CPA 55 de l'usine Lafarge du Teil, associé aux adjuvants de la société Chryso (Superplast LS - Résine GT), et entraîneur d'air pour les bétons de structure. Cette formule a été testée avant utilisation définitive selon les procédures réglementaires d'études de béton et d'épreuve de convenance.

En complément, des essais de résistance au gel ont été effectués pour vérifier la sensibilité au gel du béton.

■ Contrôles sur béton - Résistance du béton - Module de déformation

La procédure de formulation a permis de définir des formules de béton performantes, répondant aux exigences du chantier, ce qui a été vérifié tout au long de l'exécution et avec une bonne régularité au vu des essais de contrôle.

La résistance moyenne à la compression à 28 jours obtenue sur l'ensemble du chantier était d'environ 58 MPa (figure 15).

Afin de mieux connaître le comportement du béton, deux séries d'essais ont été effectuées pour mesurer le module d'élasticité du béton et apprécier le comportement de l'ouvrage en matière de déformations.

■ Mise en œuvre des ferrailages

De façon générale, la mise en place des armatures a comporté une phase de préfabrication sur aire, et une mise en place à la grue à tour dans les coffrages. À chaque fois, une étude de mise

en œuvre a été réalisée pour définir les cages de poids compatibles avec la capacité des grues et de forme superposable et ajustable par paquet. Cette démarche menée avec rigueur a permis de réaliser des ferrailages de qualité.

■ Bétonnage des béquilles

Chaque jambe de béquille a été réalisée en huit phases de bétonnage, avec un outil coffrant s'adaptant aux variations de dimensions. Compte tenu de la position de l'élément dans la géométrie de la béquille et du découpage des reprises de bétonnage perpendiculairement à l'axe de jambe de béquille, le bétonnage a été réalisé dans un moule coffrant totalement fermé, dans lequel ont été aménagées des trappes pour l'arrivée du béton et un trou d'homme pour la mise en œuvre.

■ Métrologie

Afin de suivre le comportement de l'ouvrage lors des phases importantes, un programme métrologique a été mis en place comportant notamment des sondes de température et des cordes vibrantes. Ces instruments ont permis de vérifier la conformité aux hypothèses de calcul, et permettront un suivi de l'ouvrage dans le futur. ■

G. GILLET
B. CANITOT
A. PALACCI
D. FOISSAC
P. GERNIGON
B. BOUVY
J. GOYET

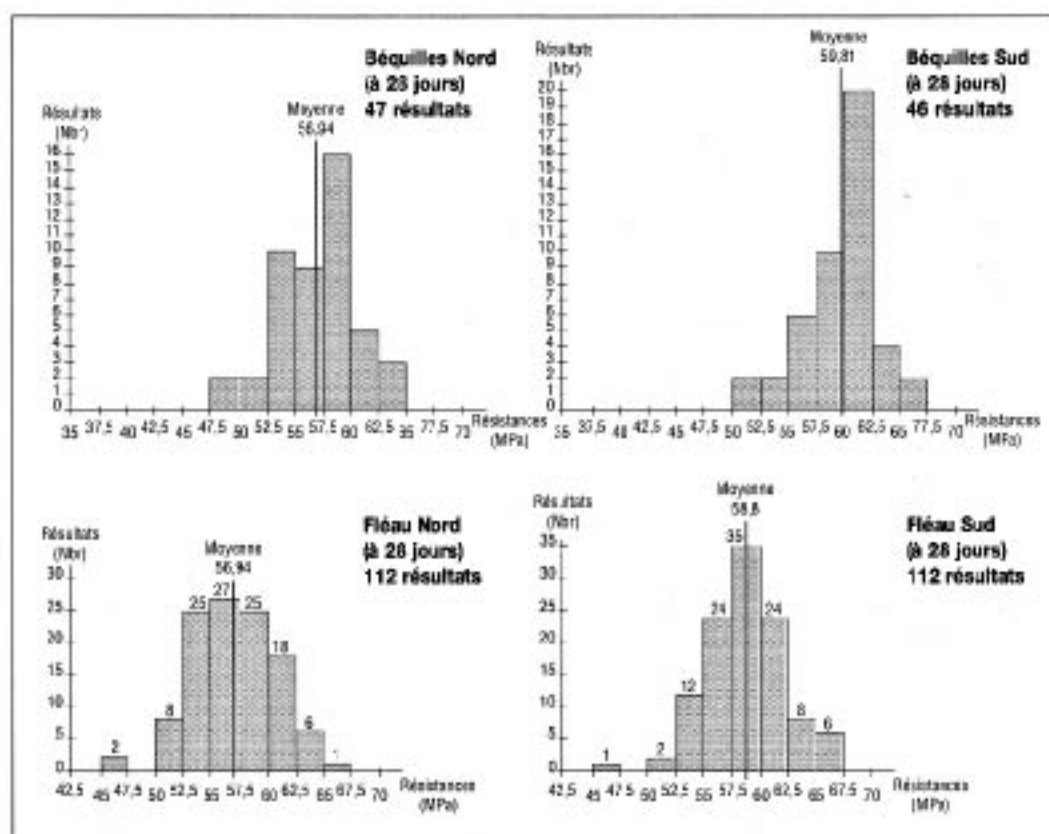
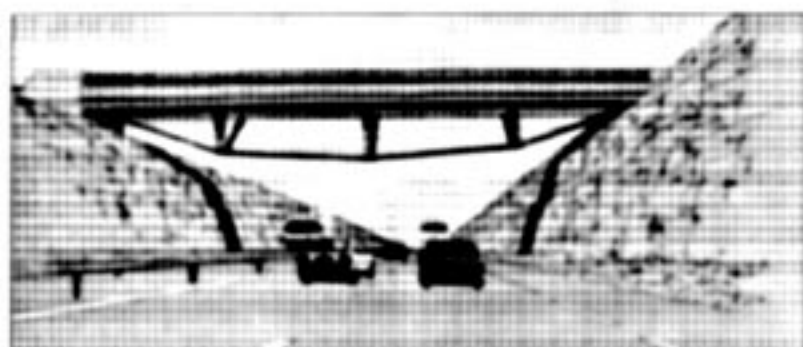


Figure 15 - Histogrammes de classement des résultats de contrôle du béton

DALLE PRÉCONTRAINTE SOUS-BANDÉE

Exécution de l'ouvrage d'art n° 13, sur A 75



(tubes cintrés, raidisseurs, platines) pour les bracons latéraux, et d'une pièce massive d'épaisseur 120 mm pour le bracon central, dans laquelle sont usinées les réservations pour passage des câbles. Un assemblage mécano-soudé n'était pas possible étant donné la proximité des câbles au droit du bracon central.

D'un poids total de 6 550 kg pour le bracon central et de 6 100 kg pour les bracons latéraux, ils ont été entièrement réalisés en atelier par l'entreprise CIVAD, sous contrôle extérieur du Laboratoire Régional de Lyon.

Après assemblage, un recuit de détentionnement a été effectué suivi d'un levé géométrique précis afin de prendre en compte les dimensions réelles avant mise en œuvre.

Leur mise en place tient compte du phasage d'exécution: maintenus au cintre avant bétonnage de la dalle, et butonnés sur ce dernier pour reprendre les efforts horizontaux apportés par la précontrainte extérieure, ils sont ensuite libérés en phases finales de mise en tension pour suivre les déformations du tablier.

Réalisation du tablier

Rappelons tout d'abord que le tablier est constitué de deux nervures latérales de hauteur 1,70 m en partie courante, de 3,50 m aux abouts, reliées par une dalle mince précontrainte transversalement.

Il a été coulé sur cintre général. Ce dernier comporte 3 palées au droit des bracons, chacune étant constituée de huit tours SL 40 (quatre sous chaque nervure), permettant la mise en place des bracons et le passage d'une passerelle entre les deux rangées de tours, nécessaire à la mise en œuvre de la précontrainte extérieure.

Les franchissements entre palées et de palées latérales à culées sont assurés par 6 profilés métalliques HEB 600.

Transversalement, des HEB 300 en appui sur les 600, supportent le coffrage de la dalle.

INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage : ÉTAT

Maîtrise d'œuvre : DDE de la Lozère - Arrondissement Grands Travaux A 75 - A. BOUFIOT et M. CLÉMENT

Entreprises : GARDIOL/TRÉBUCHON

Études d'exécution : IGA

Contrôle des études d'exécution : SETRA-CTOA

Précontrainte : Entreprise FAYSSINET

***L**e bulletin «Ouvrages d'Art» a présenté dans son précédent numéro (n° 15), les études d'une dalle précontrainte sous-bandée, solution technique choisie pour le rétablissement du chemin du Truc de la Fare sur l'A 75 en Lozère, à proximité de Marvejols.*

L'article de J. Lefèvre et J. Resplendino, après avoir décrit l'ouvrage, entrait dans le détail des calculs d'exécution et des règlements utilisés. La singularité de la structure s'est traduite également au niveau de sa réalisation.

Chaque élément constitutif (bracons métalliques, tablier en béton, précontrainte intérieure et extérieure) a fait l'objet de réflexions et calculs approfondis pour aboutir à une cinématique précise de construction et de mise en tension tenant compte des contraintes développées dans la structure à chaque phase de la réalisation.

Réalisation des bracons métalliques

Les bracons métalliques ont une forme en V dont les branches sont en poutre caisson, aux extrémités desquelles se trouvent les pièces d'ancrage dans la dalle, et en partie inférieure, les déviateurs pour câbles de précontrainte.

Les tôles des parties courantes ont des épaisseurs de 20 et 30 mm, celles des raidisseurs et pièces de connexion au tablier des épaisseurs de 30 et 40 mm.

Les déviateurs des câbles en extrémité des bracons sont constitués d'assemblages mécano-soudés

Pour obtenir la qualité du parement architectural matricé des nervures latérales, l'option de réaliser des coques préfabriquées servant également de coffrage extérieur a été retenue par l'entreprise.

Mais, compte tenu de la hauteur des éléments, ceci a nécessité une pose en léger éventail pour obtenir des joints d'épaisseur constante après fléchissement des profilés longitudinaux de l'étaie.

Le bétonnage d'un volume de 300 m³ a été conduit en deux phases, avec une reprise de bétonnage horizontale à la jonction extrados de la dalle-nervure, qui a permis de coffrer la face intérieure des nervures en appui sur la dalle.

Pour chaque phase, le bétonnage s'est fait classiquement: mise en œuvre du béton entre palées et clavage sur palées au droit des bracons sans reprise de bétonnage, après établissement d'un programme de bétonnage précis précédé d'une convenue spécifique.

Réalisation de la précontrainte

L'ouvrage comporte 3 types de précontrainte:

- précontrainte intérieure transversale, constituée de 64 câbles 4T15S,
- précontrainte intérieure longitudinale, constituée de 6 câbles (3 par nervure) 12T15S,
- précontrainte extérieure longitudinale, constituée de 5 câbles 19T15S en monotorons gainés graissés sous gaine injectée au coulis de ciment avant mise en tension, avec ancrages spéciaux à vis (type haubans), impliquant également la fabrication de vérins spéciaux pour ce type d'ancrage.

Les monotorons gainés graissés ont été retenus car ils présentent plusieurs avantages:

- ajustement de la précontrainte durant la vie de l'ouvrage,
- remplacement des torons,
- limitation des efforts horizontaux sur les bracons lors de la mise en tension.

Les ancrages à vis sont utilisés pour le réglage fin des haubans (car en fait il s'agit plutôt de haubans), compte tenu de la grande sensibilité de la structure à la précontrainte extérieure.

Pour leur coloration, les gaines de précontrainte extérieure sont constituées de tubes métalliques \varnothing 140, excepté dans les entretoises d'about où elles sont en PEHD, ce qui a nécessité une pièce de raccord spécial, et où pour assurer la démontabilité de la précontrainte, un double gainage a été mis en place entraînant des dispositions particulières pour l'injection des gaines.



L'injection s'opérant avant mise en tension, des profilés métalliques en appui sur la passerelle de service, elle-même suspendue au cintre entre palées, supportent et assurent le positionnement des 300 kg au ml de l'ensemble de la précontrainte extérieure.

Phasages

1) Après bétonnage du tablier, mise en tension de la précontrainte transversale au vérin monotoron par une seule extrémité, en alternant le côté tendu.

2) Mise en œuvre de la précontrainte intérieure longitudinale par les deux extrémités de façon classique.

L'ouvrage qui se trouve alors dans le cas de figure d'un ouvrage à 4 travées, reste encore «collé» au cintre. Après vérification des efforts amenés par le rappel élastique des profilés, un phasage n'a pas été nécessaire.

3) Mise en œuvre de la première phase de la précontrainte extérieure au vérin monotoron par le procédé «isotension»: 180 T sont appliquées au total par hauban.

Décintrement du tablier par boîtes à sable.

Enlèvement du cintre, travée par travée en raison du mode de dépose par suspentes fixées au tablier, afin de ne pas reprendre l'ensemble du poids du cintre par le tablier.

4) Réalisation des superstructures.

5) Réglage des haubans à la tension finale par les ancrages à vis assurant un réglage précis.

Lors de chaque phase, un suivi géométrique de précision de la structure, donne l'assurance que la fourchette de tolérances déterminée préalablement par le calcul est respectée.



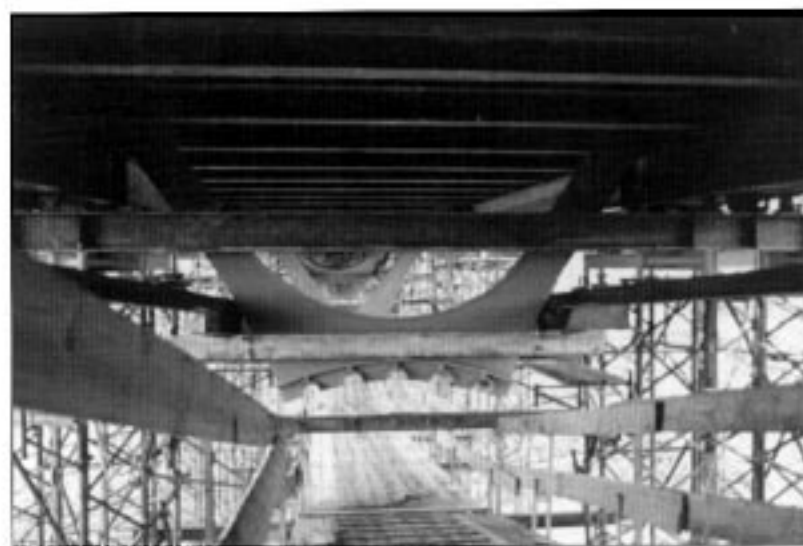
En conclusion, cet ouvrage conçu en réponse à un site exceptionnel où l'usager va s'enfoncer sur un kilomètre dans la géologie et se trouver confronté à une échelle de temps démesurée, marquée par la stratification des matériaux, se devait d'être remarquable.

Il s'inscrit dans une logique où la quasi totalité des ouvrages d'une autoroute de rase campagne vont se fondre dans le paysage par l'utilisation de matériaux locaux (pierre, bois), ou par l'homochromie des parties peintes, mais où quelques-uns constituent des événements par la virtuosité de la conception qui fait écho au site.

Il convient toutefois de souligner la difficulté de réaliser de tels ouvrages, tout d'abord car ils sont d'un coût plus élevé que celui d'un ouvrage classique, également car ils obligent à un investissement en temps de la maîtrise d'œuvre sans rapport avec la nature du rétablissement réalisé (chemin rural dans le cas présent).

Par ailleurs, leur complexité technique est évidente et implique la participation active des meilleurs spécialistes ouvrages d'art. ■

A. BOURJOT, M. CLÉMENT



LES PRINCIPALES QUANTITÉS

BÉTON		
— propreté	89,11 x 0,10	8,91 m ³
— blocages		43,54 m ³
— culées (charnières)	2 x 23,06	46,12 m ³
— culées semelles		
+ poteaux + chevêtres		106,61 m ³
— tablier		266,13 m ³
— trottoirs	(830 + air)	13,74 m ³
— corniches		39,98 m ³
	Total	525,03 m³
ACIERS HA + ADx		
	Total	67 250 kg
ACIERS LAMINÉS		
	Total	18 750 kg
PRÉCONTRAINTÉ		
— extérieure :		6 264 kg
— intérieure :		7 077 kg
	Total	13 341 kg

LE PONT À HAUBANS DE KARKISTENSALMI

L'Administration des Routes de Finlande a lancé en avril 1990 un concours pour la conception d'un pont situé à Karkistensalmi sur le lac Päijänne, situé au centre de la Finlande. L'ouvrage franchit ce lac, un des plus grands de Finlande, à 30 km au sud de la ville de Jyväskylä.

C'est la proposition «SIP1» («L'AILE»), présentée conjointement par le bureau d'études SORMUNEN d'Helsinki, le SETRA et la SERF qui a remporté le premier prix en octobre 1990, devant 34 autres projets.

Il s'agit d'un pont à haubans de 240 mètres de portée centrale principale, avec une suspension latérale à deux nappes verticales. Le haubanage est en forme de semi-éventail. La longueur totale de l'ouvrage est de 776,6 mètres.

La qualité architecturale de l'ouvrage et sa bonne intégration dans le site ont été les facteurs déterminants du choix du jury. Le tracé retenu passe à côté de l'île Heinasaari qui reste à l'état naturel. La longueur totale de l'ouvrage a été déterminée pour éviter la construction d'un remblai dans la zone peu profonde du lac, à proximité de la rive gauche, et pour faire disparaître l'ouvrage dans la forêt en rive droite. Enfin la portée principale haubanée de 240 mètres permet de franchir le plan d'eau de navigation sans appui intermédiaire.

Pour améliorer encore l'insertion du pont dans le site, on a donné aux pylônes des hauteurs diffé-

rentes pour les adapter au profil du paysage; le pylône le plus haut est sur la rive droite où la pente du terrain naturel est la plus forte.

Description de l'ouvrage

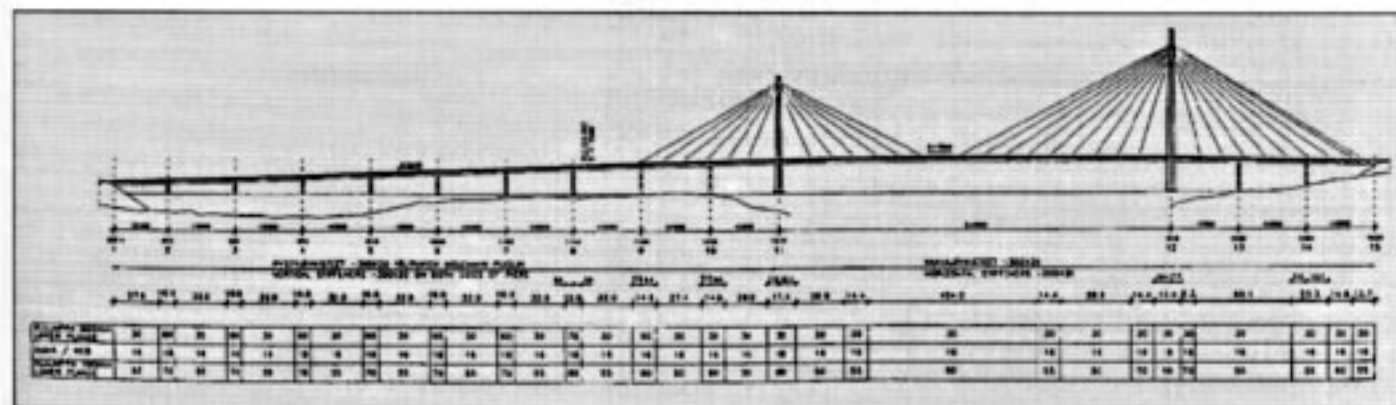
Le pont a une largeur de 12 mètres entre dispositifs de sécurité. Il supportera une chaussée de 9 mètres et un trottoir de 3 mètres de largeur. Les portées sont de 32,60 - neuf fois 42 - 240 - et trois fois 42 mètres, soit 776,60 mètres de longueur totale.

Le tracé en plan est circulaire avec un rayon de 950 mètres sur une longueur de 253 mètres depuis la culée Sud située en rive gauche. Il est en alignement droit sur le reste du tracé. Le profil en long est en pente de 3,49% sur 296 mètres depuis la culée Sud. Puis il est circulaire suivant un rayon de 7 200 m.

Le projet proposé au concours prévoyait un tablier en béton. Compte tenu des contraintes économiques de la Finlande, le maître d'ouvrage a finalement préféré une structure de type bipoutre en ossature mixte.

Les deux poutres principales sont espacées de 10,70 mètres et leur hauteur est de 1,60 mètre.

Dans la travée principale, l'espacement longitudinal des haubans est de 14,40 mètres. La dalle a une épaisseur de 0,26 mètre et les pièces de pont sont espacées de 4,80 mètres. Dans les travées de rive



Le béton est coulé sous l'eau. Les piles des travées d'accès sont fondées sur des semelles reposant sur le rocher, lorsque la profondeur d'eau est faible, ou sur des pieux métalliques battus de 760 mm de diamètre, remplis de béton.

Conception et dimensionnement

Nous évoquerons dans l'ordre chronologique les choix successifs qui ont conduit à la conception et aux dimensions actuelles de l'ouvrage.

Les calculs de dimensionnement qui sont décrits dans cet article ont été effectués à l'aide du programme STI du SETRA. Le modèle utilisé est un modèle plan.

Choix des principales données géométriques

Comme nous l'avons déjà dit, la portée de la grande travée a été fixée à 240 mètres pour libérer totalement la navigation sur le lac. Par ailleurs nous avons choisi de donner à toutes les travées d'accès la même portée, pour des raisons d'ordre économique et esthétique; celle-ci a été fixée à 42 mètres, ce qui conduit à projeter trois travées d'accès du côté Nord et constitue une portée économique pour les dix travées d'accès du côté Sud.

Nous avons alors envisagé trois valeurs pour l'entraxe des haubans sur le tablier: 10,50 m (42/4), 12 m (42/3,5) et 14 m (42/3). La distance entre le pylône et le premier hauban pouvait être comprise entre une fois et une fois et demi cet entraxe. Après une comparaison des différentes solutions que nous avons esquissées, l'administration finlandaise, qui souhaitait disposer un nombre minimum de haubans, a choisi un entraxe de 14 mètres entre haubans et une distance de 21 mètres entre le pylône et le premier hauban.

Les haubans s'ancrent à mi-distance entre deux pièces de pont. La distance entre les pièces de pont pouvait donc être soit de 3,5 m, ce qui correspond à un ancrage toutes les quatre pièces de pont, soit de 4,667 m, ce qui correspond à un ancrage toutes les trois pièces de pont. C'est cette dernière solution qui a été retenue dans les travées de rive, ce qui a conduit à une épaisseur de 26 centimètres pour le hourdis en béton.

Ces dispositions sont légèrement modifiées dans la travée centrale. Nous avons décidé de réduire l'entraxe des haubans centraux, afin de limiter à 31 le nombre des torons par hauban. Celui-ci a donc été fixé à deux espacements de pièces de pont, au lieu de trois pour les haubans courants. En contre-

partie l'entraxe des haubans courants a dû être porté à 14,40 m et l'espacement des pièces de pont à 4,80 m.

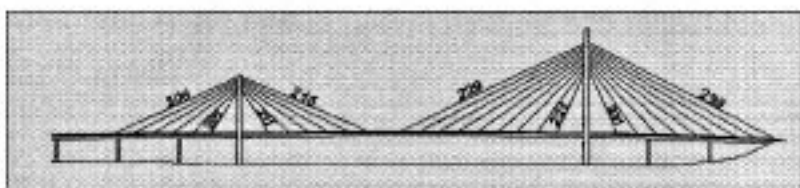
Les haubans s'ancrent aux deux extrémités d'une poutre transversale en I inclinée selon la direction du hauban. Cette poutre traverse complètement les deux poutres longitudinales de l'ouvrage et se poursuit en console de chaque côté. La longueur de cette console a été fixée à 1,55 m et l'entraxe entre les deux poutres longitudinales à 10,70 m. Ce choix résulte d'un compromis entre différents critères techniques, esthétiques et fonctionnels; la position des descentes d'eau par exemple.

Haubanage

Les haubans sont tendus selon la «règle du pendule»: chaque hauban est tendu pour reprendre le poids du tablier supposé articulé au droit des haubans. Ainsi les moments fléchissants sont pratiquement nuls sous charges permanentes, et le tablier n'est presque pas déformé.

Par ailleurs, les sections des haubans ont été dimensionnées pour reprendre les charges permanentes avec le même allongement relatif, c'est à dire avec le même niveau de contrainte. Ainsi, le choix du nombre des torons dans un hauban détermine le nombre des torons dans tous les autres haubans.

Cette règle souffre une exception pour les haubans les plus longs, au milieu de la travée centrale. En effet, nous ne voulions pas que les haubans comportent plus de 31 torons, pour limiter le coût et la dimension des ancrages. Nous avons donc décidé de respecter globalement la règle du pendule pour les cinq haubans centraux, et non pas individuellement pour chacun d'entre eux. Ainsi ces cinq hau-



Nombre de torons	
Números des haubans	Nombres
201, 211	19
202, 212	20
203, 213	25
204, 214	31
205, 206, 215, 216	31
221, 222, 231, 232	19
223, 233	20
224, 234	23
225, 235	26
226, 236	28
227 à 229, 237 à 239	31

Déformations imposées	
Números des haubans	Allongement
201 à 205	-0,00305
206	-0,0030
211 à 216	-0,00305
221 à 226	-0,0031
227	-0,00315
228	-0,0032
229	-0,0033
231 à 235	-0,0033
236 à 239	-0,0034

bans ont-ils la même section (unité 31T15) et sont-ils soient tendus avec le même allongement relatif, alors que l'application stricte des règles définies ci-dessus aurait conduit à des sections de haubans proportionnelles à leur inclinaison et à la charge verticale qu'ils reprennent.

Le réglage est alors défini au premier pas de calcul par une même déformation par unité de longueur dans les haubans de la travée centrale et par une même déformation dans les haubans des travées de rive. On détermine la valeur de ces déformations pour avoir au temps infini une flèche nulle à la clé et un effort tranchant nul dans le pylône. On se ramène donc ainsi à un système de deux équations à deux inconnues.

À partir de cette solution initiale, nous avons été amenés à faire varier légèrement le nombre des torons de certains haubans (d'une à deux unités), en fonction des valeurs des tensions calculées sous les charges de service. Nous avons ainsi légèrement augmenté les sections de certains haubans ancrés sur le petit pylône, et légèrement réduit leur déformation de réglage. Les haubans ancrés sur le petit pylône sont en effet plus raides que ceux ancrés sur le grand pylône, en raison de la dissymétrie de l'ouvrage et subissent de plus fortes variations de tension sous l'action des charges d'exploitation.

Poutres longitudinales

Une hauteur de poutres de 1,60 m était bien adaptée pour les travées d'accès non haubanées; l'élanement correspondant est de un pour 26, ce qui est une valeur très classique.

Cette même hauteur était également une bonne base de départ pour le dimensionnement des travées haubanées, comme nous avons déjà pu le constater sur des projets antérieurs.

Nous avons vérifié qu'une hauteur de 1,80 m ne permettait pas de réduire sensiblement l'épaisseur des semelles dans la partie haubanée. Par ailleurs la hauteur de 1,60 m était suffisante pour permettre un ancrage simple des haubans et pour reprendre les efforts pendant les phases de construction. Cette dimension a donc été retenue.

De façon très classique, l'épaisseur de la semelle inférieure de la poutre est déterminée par :

- la résistance à la fatigue sur presque toute la longueur de l'ouvrage,
- la résistance de la poutre lors du changement ou de la rupture d'un hauban,
- la résistance au droit du pylône, dans les conditions des États Limites Ultimes.

L'âme comporte au maximum un raidisseur longi-

tudinal. Son épaisseur courante est de 16 mm; elle est épaissie à 18 mm au droit des pylônes et sur les piles de la partie non haubanée. Dans la partie haubanée, les cisaillements d'effort tranchant sont faibles. Mais l'épaisseur de 16 mm est très utile pour limiter les contraintes au droit de l'assemblage avec la poutre d'ancrage des haubans.

Conception et calcul des pièces d'ancrages

L'expérience du pont de Seyssel a guidé notre conception des pièces d'ancrages. En effet, nous avons choisi comme à Seyssel d'ancrer les haubans à l'extérieur du tablier, aux deux extrémités d'une poutre transversale qui traverse complètement les deux poutres longitudinales. Cette conception permet de limiter la largeur du tablier et de bétonner la dalle avec un équipage mobile classique. Mais nous avons retenu une poutre d'ancrage de I, plus facile à fabriquer et à relier aux poutres principales que les caissons utilisés à Seyssel.

L'analyse de fonctionnement de cette pièce d'ancrage nous a conduit à retenir les dispositions suivantes :

— la poutre forme un cadre avec la pièce de pont situé dans son prolongement. Le montant de ce cadre est constitué d'un T_e soudé à l'extérieur de l'âme de la poutre principale. Ce montant est bien sûr incliné selon la direction des haubans, ainsi que la poutre d'ancrage;

— le transfert des efforts du montant du cadre à la pièce de pont qui forme la traverse supérieure de ce cadre se fait par l'intermédiaire de la semelle supérieure de la poutre principale. Il est facilité par la mise en place d'un gousset au niveau de l'assemblage de la semelle supérieure de la pièce de pont avec la semelle supérieure de la poutre principale.

Cette conception a été validée par un calcul aux éléments finis qui a permis de vérifier le bien-fondé de notre analyse, d'améliorer et de dimensionner de façon optimum les différents éléments.

Les calculs sont effectués sur la pièce d'ancrage la plus sollicitée, qui correspond à une paire de haubans 31T15 inclinés de 35° par rapport à l'horizontale. La tension de chaque hauban est de 100 tonnes en phase de construction avant le coulage de la dalle. Cette tension atteint 485 tonnes à l'ELU en service.

Le logiciel utilisé est le programme SYSTUS développé par la société FRAMASOFT. Le modèle de calcul a environ 3 800 nœuds. La charpente métallique et la dalle en béton sont modélisées par des éléments de type coque spatiale à huit nœuds (mailles

Montage de la grande travée haubanée

La travée centrale est construite par encorbellements successifs. L'étude de montage a conduit à prévoir des tronçons d'une longueur de 14,40 m comportant chacun un hauban par poutre et pour finir un tronçon de clavage de 3,20 m.

Les tronçons de tablier préalablement assemblés sont acheminés par barge sous la grande travée. Le levage s'effectue avec une chèvre accrochée sur la console métallique. Le poids des tronçons (environ 30 tonnes) permet de concevoir une chèvre de structure triangulaire assez classique. Le système préconisé comporte un treillis vertical sur chaque poutre avec un contreventement transversal. Le nouveau tronçon sera mis en butée contre l'extré-

mité de la console, et maintenu par un système de clames provisoires pendant le soudage.

Les deux haubans de chaque nouveau tronçon sont ensuite tendus à 1/3 de leur tension de service, ainsi que les deux haubans symétriques situés de l'autre côté du pylône. Le bétonnage du tronçon N se fait après la pose du tronçon N + 2. Après le bétonnage de ce tronçon N, le hauban N + 1 est tendu à sa position définitive. La dalle béton déjà coulée assure un contreventement efficace pendant la construction des fléaux.

Le montage s'effectue d'abord côté Sud, puis côté Nord. Un seul équipage de levage et de bétonnage pourra ainsi servir pour les deux côtés. Tous les haubans seront retendus après pose des superstructures afin de procéder à un réglage de la structure.

Équipage de bétonnage de la dalle

Le principe retenu est un équipage mobile qui roulera sur les semelles inférieures des poutres. Il s'agit d'une véritable plate-forme de travail de dimensions 18 m x 15 m couvrant la largeur totale de la dalle, avec des parties rabattables pour passer entre les fûts des piles.

Des aménagements particuliers sont prévus pour le coffrage des porte-à-faux latéraux et pour le passage sous les pièces d'ancrages des haubans. ■

SORMUNEN et UTTI KY:

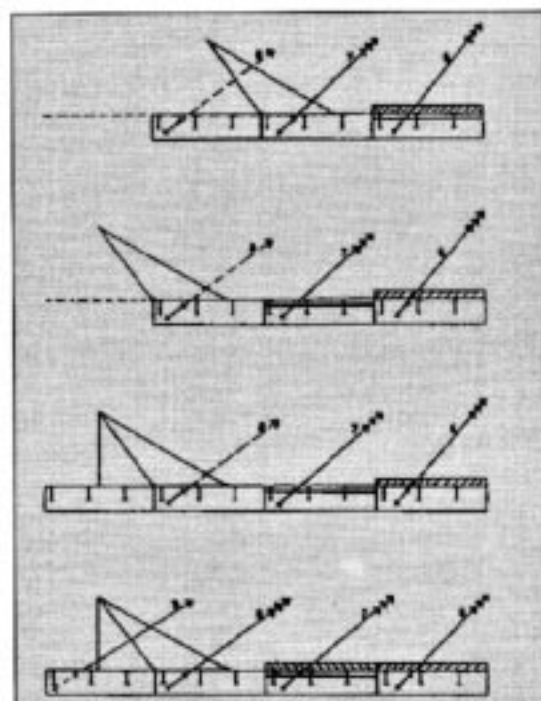
— R. SORMUNEN

SETRA:

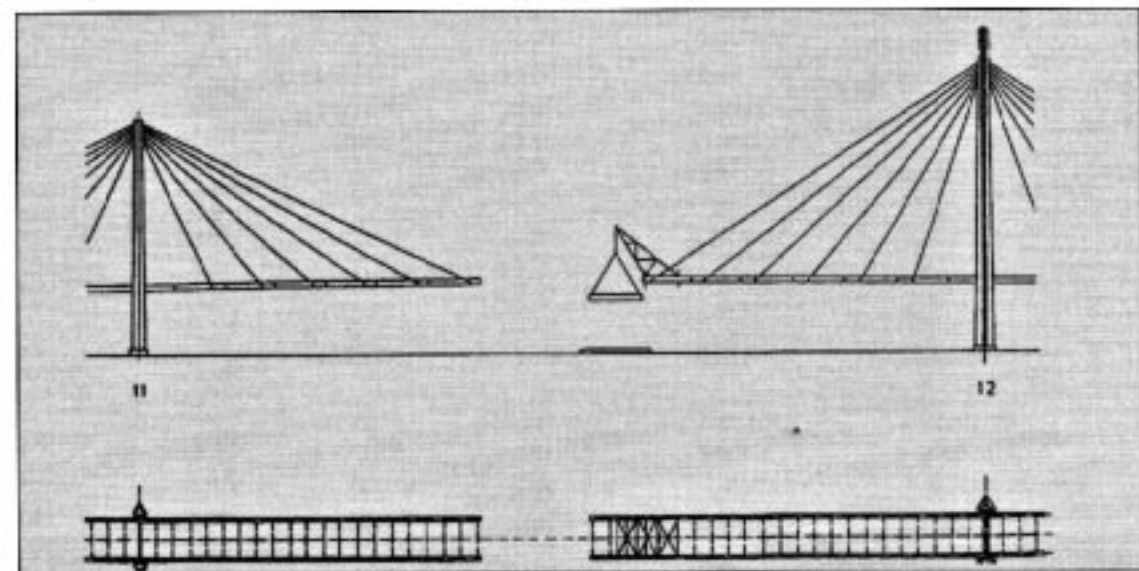
— M. VIRLOGEUX, Th. KRETZ, D. LEFAUCHEUR, Ch. OUTERYCK

SERF:

— Cl. SERVANT, W. HOORPAH



Cinématique de réalisation d'un tronçon



Montage d'un tronçon à l'aide d'une chèvre

RÉPARATION DU PONT DE BLAGNAC

Études, projet et suivi des travaux

Présentation et Historique

Le pont de Blagnac franchissant la Garonne comporte un tablier en béton précontraint réalisé par encorbellements successifs. Sa longueur totale de 200 m se décompose en trois travées de 55,00 m - 90,00 m - 55,00 m.

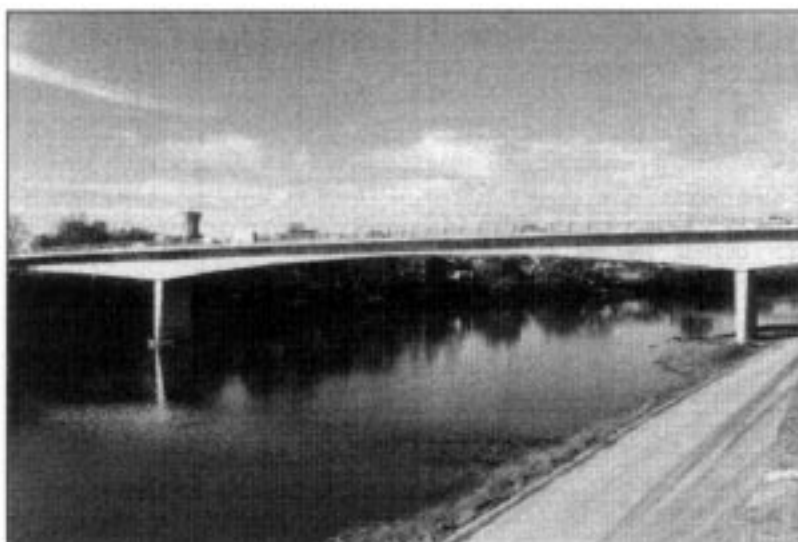
Construit entre 1973 et 1975, il supportait avant travaux de réparation, une chaussée bidirectionnelle de 7,50 m et un trottoir aval de 2,00 m.

Dès la construction, des fissures en « arêtes de poisson » sont apparues au voisinage des bossages d'ancrage des câbles de continuité, bossages implantés sur le hourdis inférieur. Les nombreuses inspections détaillées postérieures (annuelles) ont mis à jour l'évolution de la fissuration en nombre et en ouverture. Le diagnostic sur l'état de l'ouvrage effectué par le LRPC en 1983 indiquait que l'ouvrage souffrait davantage de défauts locaux (diffusion, entraînement, poussée au vide) que d'une insuffisance caractérisée en flexion générale.

En 1987, compte tenu de l'évolution des désordres, la DDE de la Haute-Garonne, maître d'œuvre, en accord avec l'inspecteur général ouvrages d'art, a fait appel à un comité technique afin d'étudier les mesures à prendre et de définir une solution de sauvegarde. Ce comité technique créé le 11 mars 1987 est présidé par l'inspecteur général et comprend des représentants de la maîtrise d'œuvre, du SETRA, du LCPC et du CETE du Sud-Ouest.

Parallèlement, et sans attendre les décisions du comité technique, à titre de mesure conservatoire le pont a été limité à 3,5 tonnes le 23 février 1987.

Le CETE a été chargé par le comité technique d'effectuer le recalcul de l'ouvrage, préalable au projet de réparation et de renforcement lié à la mise à trois voies de l'ouvrage dans le cadre de l'aménagement de la liaison aéroport.



Études de diagnostic

Le recalcul de l'ouvrage a été effectué par la division Ouvrages d'Art du CETE du Sud-Ouest au cours de l'année 1988.

La flexion longitudinale a été étudiée à l'aide du programme PCP sur la base du calendrier de construction extrait du journal de chantier. Le calcul conduit à une contrainte minimale en zone clé de la travée centrale de l'ordre de - 4 MPa sous combinaison rare. Il est à noter que le calcul d'exécution du bureau d'étude prenait en compte un effet de redistribution égal à 1/4 (S2 - S1).

La réserve en moment fléchissant en travée centrale mesurée sur trois joints de voussoirs lors des essais de 1983 est située dans la fourchette de calcul (états à vide à la mise en service et à 50 000 jours).

En section transversale, le calcul a été conduit de manière classique en cumulant, en un point donné, les armatures de :

- flexion transversale,
- effort tranchant général sous la même sollicitation que la combinaison retenue en flexion transversale,
- diffusion.

Le pont vu de l'amont avant travaux

INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage :
ÉTAT

Maîtrise d'œuvre :
DDE de la Haute-Garonne - CDOA assistée du CETE du Sud-Ouest - DOA
Laboratoire Régional de Toulouse

Études d'exécution :
SETEC

Réalisation :
Groupement BISSIERE - VSI

Ce calcul conduit à un manque d'armatures dans les zones fissurées (hourdis inférieur sur 20 m de part et d'autre de la clé et en particulier à la jonction hourdis inférieur âme) mais également dans les zones saines (à proximité des piles).

Au vu des résultats du recalcul, le comité technique a décidé le 2 février 1989 de :

- procéder à de nouveaux essais de chargement sur la base de ceux de 1983 afin d'estimer la réserve de compression en fibre inférieure de la travée centrale pour dimensionner la précontrainte de renfort,
- faire effectuer un nouveau calcul en section transversale où l'on vérifie, au droit des points remarquables du caisson, l'intégrité du béton ou à défaut « la règle des coutures ». Pour cela le cisaillement de diffusion a été pris par analogie à la répartition du cisaillement sur l'interface d'un blochet de précontrainte additionnelle et de l'âme support.

Les essais réalisés le 20 avril 1989 indiquaient une diminution de la réserve en compression par rapport à 1983, la réserve restant néanmoins dans la fourchette des états à vide.

Les essais ont confirmé l'hétérogénéité transversale de la réserve sur la fibre inférieure :

- nulle dans l'axe du tablier,
- de l'ordre de la réserve de calcul au bas des âmes.

Ceci a conduit à dimensionner la précontrainte de renfort pour ne pas décompresser la fibre inférieure dans les deux schémas de comportement suivants :

- un comportement d'ensemble où l'état avant renforcement est la moyenne des « réserves » locales des points de la fibre inférieure :
- combinaison : « réserve moyenne » + précontrainte + 1,2 charges d'exploitation + gradient de 6°C;

— un comportement local, au milieu du hourdis inférieur, où la réserve est nulle :

combinaison : précontrainte + 1,2 (1 file de 2 camions B_c) + 8° gradient.

Il s'agit d'une combinaison fréquente destinée à prévenir la fatigue des câbles de continuité régnant dans le hourdis inférieur.

Le calendrier des études a été décalé car un autre ouvrage en béton précontraint géré par le Maître d'Œuvre (Pont de l'Onia) présentait des désordres en flexion très importants nécessitant une réparation rapide, effectuée aux 2^e et 3^e trimestres 1990.

Le nouveau calcul en section transversale effectué par la DOA s'est avéré nettement plus satisfaisant.

En effet :

- là où le calcul indiquait un béton intègre ou bien un respect de la règle des coutures, les inspections n'avaient pas relevé de fissures,
- là où le calcul conduisait à une insuffisance d'armatures pour respecter la règle des coutures, régnait la fissuration.

Lors de la réunion du 16 avril 1990, le comité technique a décidé de retenir le principe du renforcement transversal à l'aide de corsets comme pour le pont de Laberaudie à Cahors. Le principe de calcul en contrainte a été retenu pour le dimensionnement des corsets dont le rôle au niveau des fissures est :

- d'assurer la non-décompression en flexion transversale.
- de rendre non nécessaire la présence d'armatures passives équilibrant les cisaillements.

Fig. 1 - Ouvrage actuel

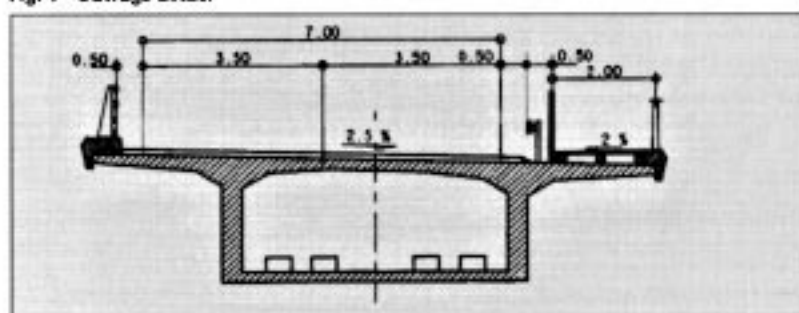
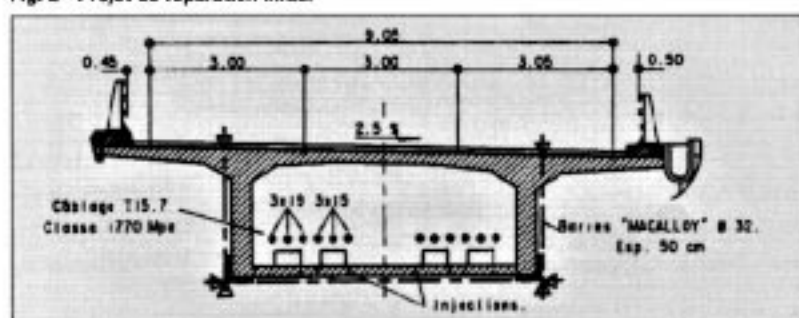


Fig. 2 - Projet de réparation initial



Projets de réparation envisagés

L'avant projet de réparation réalisé au 2^e semestre 1990 fut présenté au comité technique le 13 mars 1991. Il comprenait : (cf. figure 2)

- un renforcement transversal à l'aide de corsets composés de barres « MACALLOY » ϕ 32 classe 1230 MPa, et espacés de 50 cm en zone de clé;
- un renforcement longitudinal à l'aide d'une précontrainte extérieure composée « par âme » de 3 câbles 19T15,7 classe 1770 MPa ancrés au niveau des culées et 3 câbles 15T15,7 ancrés en arrière des piles. L'élaboration du projet a mis à jour plusieurs problèmes susceptibles de nuire à sa viabilité et sa pérennité :
- le précédent du pont de Laberaudie a révélé des problèmes technologiques liés à l'utilisation des barres (pertes par relaxation-écrasement des bagues isolantes entre sabot et acier et barre inexistante de faire des corrections thermiques);
- le faible espacement des corsets rend délicat la

gestion des « conflits » câbles de fléau en place-foirage pour barre verticale et rend nécessaire l'utilisation d'ancrages par « chevilles » ;

— le nombre et la taille des fissures à injecter peuvent nuire au monolithisme de l'ouvrage renforcé. Ces doutes nous ont conduit à envisager une solution de démolition et reconstruction du tablier, la démolition étant inspirée de celle du pont de Chazey dans l'Ain.

Afin de pouvoir retenir la réparation ou la reconstruction, une étude comparative fiable des deux scénarios a été décidée par le comité technique. Cette étude réalisée au 2^e trimestre 1991 a intégré :

- des compléments d'investigations (gammagraphie pour positionner les câbles de fléau),
- des compléments d'étude (ancrage des barres dans l'encorbellement),
- une comparaison des coûts d'investissement et d'entretien, des délais, de l'exploitation pendant les travaux et de la fiabilité.

Ces investigations et compléments d'étude ont été réalisés au cours du 2^e trimestre 1991.

Les gammagraphies réalisées ont confirmé l'existence de conflits câbles de fléau-corset mais en nombre limité. C'est en fait le faible espacement des corsets qui s'est révélé pénalisant.

En effet, l'implantation des ancrages en défonce sur l'encorbellement nécessitait la coupure des 2/3 des armatures de flexion ce qui rendait nécessaire le renforcement à l'aide de plats collés transversaux.

La réparation fut estimée à 13,5 MF TTC pour une durée de travaux de 9 mois et la démolition-reconstruction à 7 + 15 MF TTC, cette dernière solution nécessitant la construction préalable du doublement alors estimée à 25 MF TTC.

Projet de réparation retenu

Devant les difficultés et doutes posés par les solutions envisagées, a resurgi la boutade lancée à l'origine de notre intervention : « hourdis à découper selon le pointillé (les fissures) ». En d'autres termes pourquoi s'obstiner à reconstituer à tout prix le monolithisme du caisson. N'est-il pas préférable d'enlever sur 40 m en travée centrale la partie de hourdis inférieur dont le prédécoupage par la fissuration en fait peut-être autant un poids mort qu'une partie vraiment résistante ?

Une étude sur la base de cette idée a été menée lors du 3^e trimestre 1991.

L'enlèvement du hourdis inférieur entraîne une

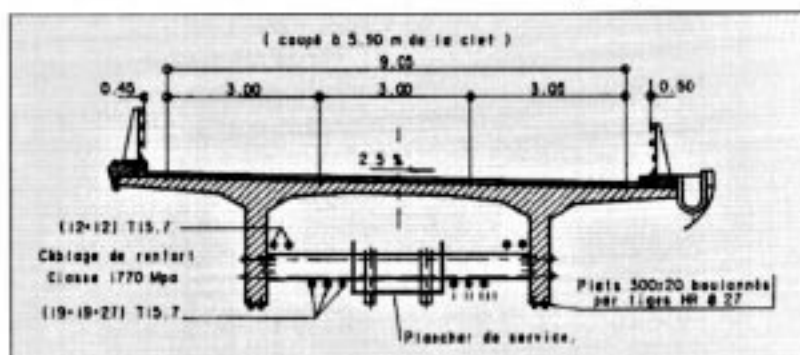


Fig. 3 - Projet de réparation retenu

diminution importante de la section résistante compensée par :

- une diminution du moment de poids propre dans la travée centrale,
- une plus grande efficacité de la précontrainte de renfort dont la majeure partie occupe la place du hourdis enlevé (à comparer figures 2 et 3), les plus grosses unités ne plongeant vers la fibre inférieure qu'à partir du voussoir 5 afin d'éviter des excès de compression en fibre inférieure au début de la zone ouverte,
- une diminution des effets des charges d'exploitation en zone centrale,
- une diminution des effets du gradient thermique (par référence au pont de Lestelle réalisé sans hourdis inférieur dans la partie centrale).

La dépose du hourdis inférieur était prévue à l'aide d'un pont roulant, placé au dessus de l'élément préalablement découpé, permettant sa descente et sa dépose sur une barge assurant son évacuation.

L'opération était envisagée en démarrant à la clé puis en alternant 2 éléments à gauche puis 2 à droite.

La dépose nécessitait : (cf. figure 4)

- la mise en œuvre préalable de la part de la précontrainte régnant au dessus des bossages du hourdis inférieur (câbles IV, V),
- l'adjonction de plats boulonnés en bas des âmes nécessaires au fonctionnement en classe II.

Pendant cette opération, réalisée hors circulation mais de ce fait en juillet-août, l'ouvrage reste soumis aux efforts du gradient thermique pouvant atteindre 12° (mesuré).

Le principe de renforcement et le mode de dépose furent validés par le comité technique le 8 octobre 1991 considérant :

- une meilleure fiabilité et une meilleure esthétique que le renforcement par corset,
- un plus faible impact sur le public que la démolition,
- la compatibilité avec le financement disponible (coût 13 MF TTC à comparer aux 25 MF TTC du

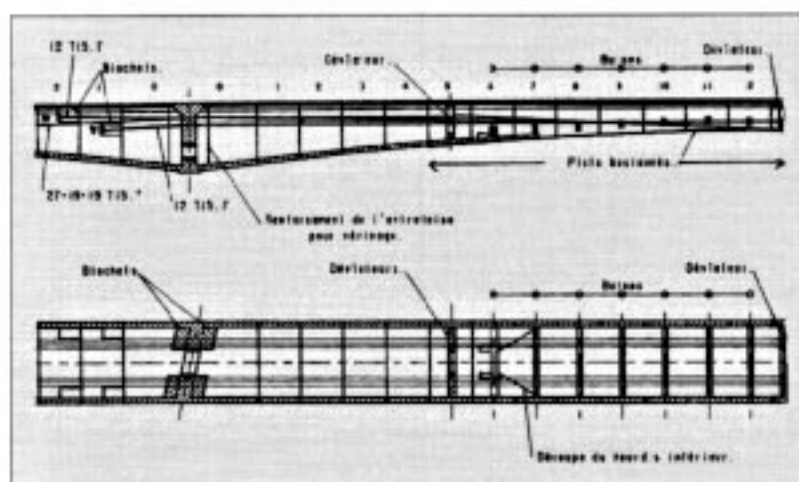


Fig. 4 - Principe de renforcement avant dépose du hourdis inférieur

doublément préalable à la démolition reconstruction).

L'APROA, le DCE et le lancement de la consultation furent réalisés au cours du premier semestre 1992.

Le projet a, au cours de cette phase, subi deux modifications principales :

- par crainte d'excès de compression aux extrémités longitudinales de la zone découpée, en un lieu où du fait de la discontinuité d'inertie, le résultat du calcul de flexion longitudinale est peu crédible, les câbles IV et V deviennent des câbles provisoires détendus en fin de réparation avant remise en service, le manque de compression étant compensé par les plats houlonnés, grâce auxquels l'ouvrage peut fonctionner en classe II en service également ;
- dans la zone où le hourdis est déposé, il est ajouté au milieu de chaque voussoir une entretoise pour compenser la perte de rigidité transversale créée par la dépose du hourdis inférieur.

Surveillance de l'ouvrage

Parallèlement aux études, l'ouvrage fut placé sous surveillance en février 1991. À l'aide d'une centrale de télémessure, six fissures caractéristiques des dégradations (diffusion, poussée au vide) ont été auscultées chaque jour.

Ces mesures étaient pour chaque fissure positionnées par rapport à une courbe alarme déduite de la courbe moyenne établie sur la base des mesures effectuées sur les six premiers mois.

L'objectif de cette surveillance étant de pouvoir parer à une accélération des dégradations.

Appel d'offres et attribution du marché

Les travaux à réaliser comprennent également l'ouvrage sur le Touch (mono-travée, courbe précontraint à deux nervures) renforcé par plats collés pour pouvoir supporter 3 voies et l'aménagement de la butte située entre les deux ouvrages.

Aux travaux précités, s'ajoutent la modification des superstructures et le changement des appareils d'appui et des joints de chaussée.

Compte tenu de la spécificité des travaux à effectuer, le RPAO donnait aux entreprises la possibilité d'effectuer une analyse critique des modalités d'exécution des travaux (dépose en particulier).

Des dix entreprises ou groupement ayant été retenus, cinq seulement ont répondu. Après analyse et entretiens, le marché a été attribué au groupement Bisseuil-VSL après avis favorable du comité technique.

Le marché a été signé pour un montant de 12,1 MF TTC.

Exécution et suivi des travaux

L'analyse critique effectuée par le mandataire l'a conduit à remplacer pour la dépose le pont roulant par une grue mobile permettant de descendre les éléments sur une barge puis de les remonter sur le tablier et de les évacuer à l'aide d'un camion.

Cette technique économise la construction d'une estacade et permet de limiter à un déplacement vers l'aval les mouvements de la barge, mais applique sur le tablier une charge de chantier de 25 T excentrée au lieu des 5 T centrées du pont roulant.

L'accroissement de charge n'étant pas admissible en flexion longitudinale, l'entreprise a proposé lors de la signature du marché de prendre à sa charge un complément de précontrainte provisoire constitué d'un câble 10T15,7 par âme. De plus, l'influence de l'excentrement de la charge lors du relevage a été prise en compte dans le calcul aux éléments finis.

Ce calcul demandé au titre des études d'exécution, effectué par le bureau d'études (SETEC) à l'aide du programme ANSYS a permis :

- de valider le dimensionnement des entretoises en travées (dénommées également butons) et de leur précontrainte,
- de valider la découpe en biseau aux abouts et de dimensionner le buton extrême du voussoir (cf. figure 4),
- de dimensionner les armatures et scellements

des déviateurs (ce qui a permis d'éviter la fissuration systématique de la traverse inférieure sous les effets du retrait, fissure constatée sur d'autres ouvrages renforcés).

— de valider la méthode de dépose, les contraintes obtenues sous les effets de la grue excentrée étant admissibles.

Le complément du câblage provisoire est en fait passé de 10 à 27T15,7 et le câble IV de 19 à 27T15,7, ceci dans le souci de ne pas fissurer le bas de l'âme lors de la dépose. En effet, si la contrainte de traction est du même ordre de grandeur, en fibre inférieure, lors de la dépose et en service, la probabilité de l'atteindre est forte lors de la dépose (dépose de l'élément défavorable l'après-midi) alors qu'elle est faible en service (combinaison rare).

De plus, afin de limiter les conséquences du gradient thermique, l'enrobé a été peint en blanc pendant la phase de dépose et la présence de la grue sur le tablier exclue après 14 h 00. Il était escompté une diminution de 30% du gradient. En fait, celle-ci a été de 85% au début à 60% en fin d'opération (salissure de la peinture) et cela a permis de lever la restriction d'utilisation de la grue. Le rythme de dépose a atteint deux éléments par jour (sciage par couronne diamantée, descente, remontée, évacuation).

Le déroulement des travaux a été à quelques détails près conforme au planning de l'avant projet :

- modification superstructures 1^{ère} phase,
- restriction circulation à une voie (8 mars),
- modification superstructures 2^e phase,
- réalisation des pièces d'ancrage et déviateurs,
- réalisation des renforts d'entretoises sur piles et des consoles de vérinage,
- changement des appareils d'appui sur pile,
- réalisation des butons,
- mise en œuvre des plats boulonnés,
- coupure de la circulation (7 juillet),
- peinture blanche,
- mise en tension des câbles provisoires,
- dépose du bourdis inférieur,
- pose du plancher,
- tension des câbles définitifs et détension des câbles provisoires,
- remise en état de la chaussée,
- épreuves,
- remise à une voie de circulation (9 septembre),
- finitions,
- ouverture à 2 voies (16 septembre).

L'opération présentée comme la plus délicate (la dépose) s'est parfaitement déroulée et les plus grandes difficultés sont apparues pour le scellement des plats et l'emplacement des butons.

Le ferrailage de l'âme étant insuffisant vis-à-vis des effets d'entraînement des boulons HR ϕ 27 ver-

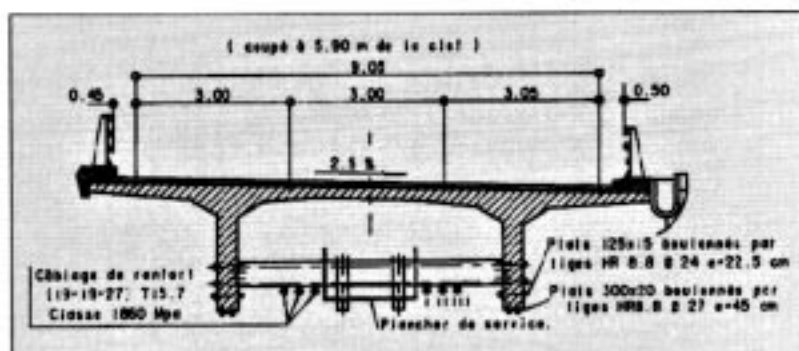


Fig. 5 - Ouvrage réparé et renforcé

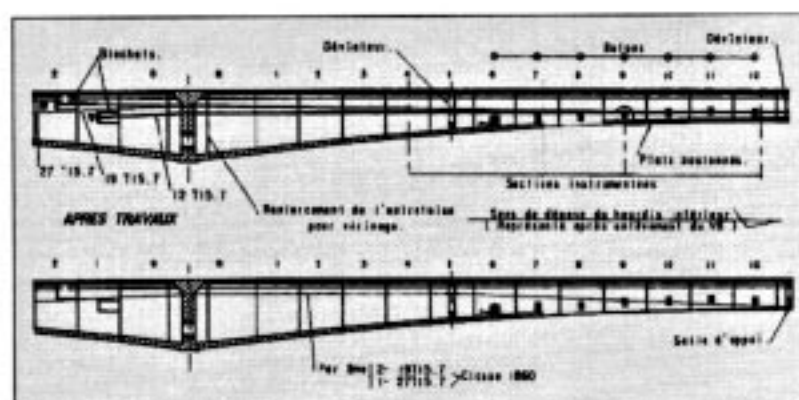


Fig. 6 - Mode de renforcement de l'ouvrage

teux, le bas de l'âme a été serré transversalement à l'aide de boulons HR ϕ 24. L'implantation des forages a été effectuée après reconnaissance de la position des étriers de l'âme à l'aide du pachomètre.

Les butons, à l'origine identiques, sont presque tous différents compte tenu de la géométrie réelle du caisson et du tracé des câbles de précontrainte extérieure qui doivent être dessus, dessous ou traverser avec un enrobage suffisant.

Le renforcement a fait l'objet d'un suivi métrologique à l'aide de jauges sur 3 sections caractéristiques (voir figure 6):

- avant découpe V4,
- dans le premier voussoir découpé V7,
- à proximité de la clé V12,
- sur un bouton.

À la mission traditionnelle des mesures lors d'un renforcement (comparaison avant après) s'est ajouté ici le suivi de la transformation du tablier afin de comparer l'évolution réelle à celle prévue par le calcul.

Cette comparaison est quasi instantanée. En effet, l'état de déformation des jauges peut être acquis à tout instant puis converti en données traitables à l'aide d'un tableur.

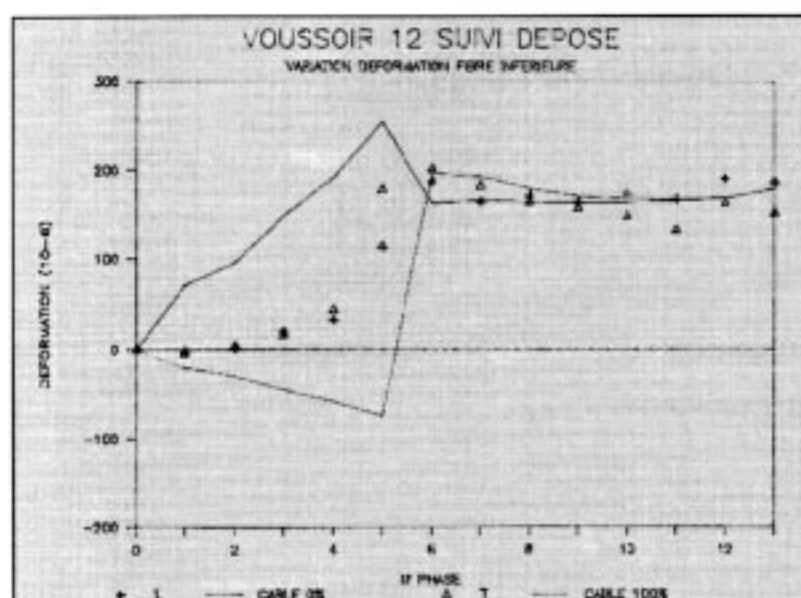


Fig. 7 - Évolution de la déformation des plats boulonnés - Voussoir voisin de la clé

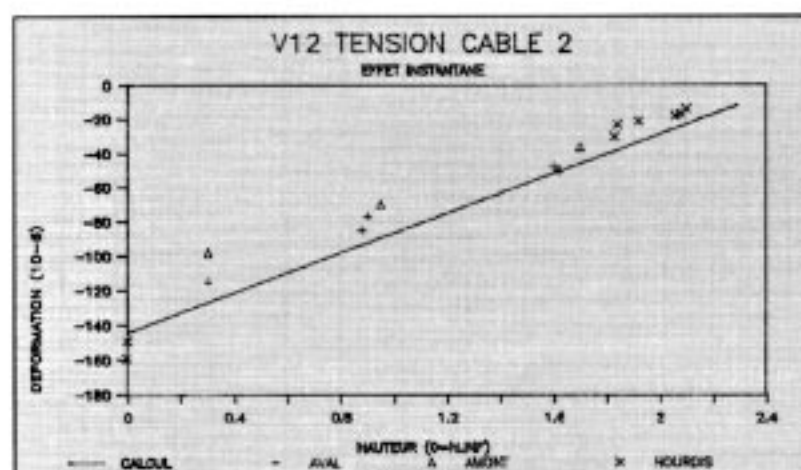


Fig. 8 - Effet d'un câble définitif

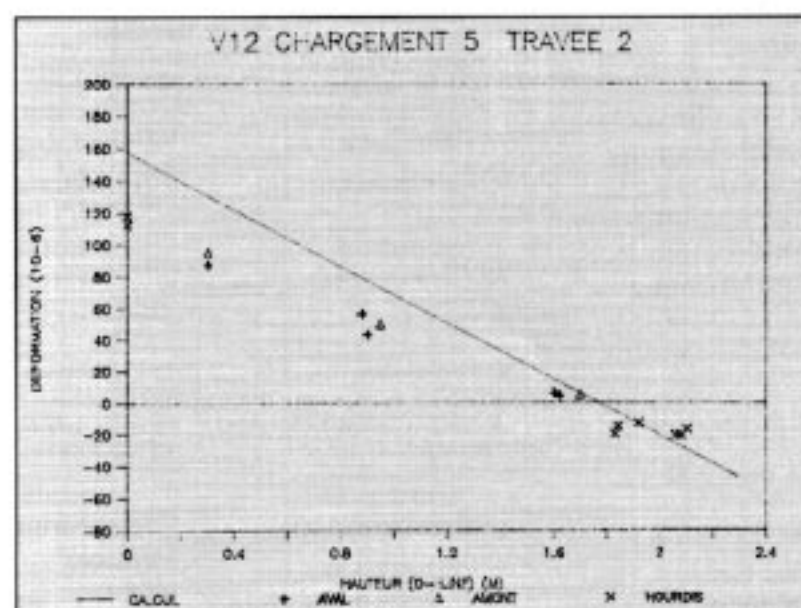


Fig. 9 - Effet du chargement d'épreuve de la travée centrale

À titre d'exemple, la mise en tension des câbles provisoires s'est achevée le 20 juillet à 16h00. À 16h30 après dépouillement, le maître d'œuvre autorisait l'entreprise à démarrer la découpe du premier élément.

Le dépouillement complet des mesures reste à effectuer. Néanmoins, les graphes ci-contre donnent des exemples de ce dépouillement :

— sur la figure 7 est portée l'évolution de la déformation des plats boulonnés sous le voussoir voisin de la clé (amont: T) (aval: L) lors de la dépose (phases 1 à 13). On constate là un bon transfert des contraintes du hourdis inférieur au profil (découpe de l'élément sous les jauges phase 6), les ondulations après découpe étant dues aux charges mobiles de chantier.

Ce graphique confirme d'ailleurs l'impression visuelle lors de la découpe à savoir que compte tenu des bonnes injections, un câble coupé se réancra quelques mètres plus loin. Un câble de continuité de 30 m reste donc efficace suffisamment loin de la découpe. Dans le calcul deux hypothèses ont été envisagées :

— détension du câble (calcul implicite effectué par PCP (câble 0%),

— raccourcissement du câble (câble 100%)

On constate dans une section donnée que l'on évolue de la participation quasi totale des câbles même coupés lorsque l'on est loin du front de coupe, à la participation nulle lorsque la découpe atteint le voussoir instrumenté,

— sur la figure 8 est porté l'effet d'un câble définitif (19T15,7),

— sur la figure 9 est porté l'effet du chargement d'épreuve de la travée centrale.

Un dépouillement plus complet sera effectué en tenant compte du module réel (des carottes prélevées sur les voussoirs déposés ont été transmises au LCPC pour la détermination du module) et après recalcul des sollicitations dans l'ouvrage (prise en compte des charges de chantier et leur déplacement, des tensions dans les câbles, de la géométrie du hourdis déposé...).

P. BARRAS

BHP

ET PONTS MIXTES

L'exemple récent de ponts mixtes où s'est posé le problème de l'utilisation de bétons à hautes ou très hautes performances nous conduit à rappeler les points suivants :

Les 3 principales sources de retraits du béton [1]

- Le **retrait thermique**, lié à l'exothermicité du béton ; ses paramètres fondamentaux sont la qualité et la quantité de ciment, la taille des pièces. Le coefficient de dilatation thermique du béton étant de l'ordre de $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, si l'on admet pour simplifier une prise flash (c'est-à-dire instantanée) au pic de température, la déformation liée au refroidissement (qui génèrera des contraintes) sera égale à ce coefficient. Ceci nous donne 200.10^{-6} pour 20°C d'élévation de température au pic. Pour un module d'Young égal à 33 GPa cela équivaut, dans le cas d'une déformation totalement gênée, à 6 MPa de traction !

- Le **retrait endogène** et le **retrait de dessiccation** liés à la consommation ou au départ d'eau dans le béton. Le premier, lié à la réaction d'hydratation du ciment, se produit sur un temps assez court (3 à 4 semaines pour l'essentiel) et est d'autant plus intense que le rapport e/c (quantité d'eau/quantité de ciment) est faible. Donc, pour les bétons standard, lorsque la résistance augmente le retrait endogène en fait autant. Par contre, le retrait de dessiccation, lié comme son nom l'indique au séchage du béton, a une cinétique dépendant de la taille des pièces (d'où le r_m du règlement) mais plus longue que celle du retrait endogène (plusieurs années dans les dalles de ponts mixtes) et une intensité qui augmente avec le rapport e/c. Pour les bétons standard, la somme de ces 2 retraits est de l'ordre de 400.10^{-6} .

Que faut-il alors penser de l'emploi de BHP dans les ponts mixtes ?

Un BHP classique (e/c faible, dosage en ciment important) coulé en place va dans le sens d'un retrait initial fort. Le gain de résistance au jeune

âge compense-t-il ce défaut ? Le tableau 1, qui ne prend en compte que le retrait endogène, montre que, dans le cas d'une déformation gênée, le gain de résistance est malheureusement contrebalancé par les effets conjugués d'un retrait plus important et d'un module d'Young plus élevé. Ces 2 effets conduisent à un rapport contrainte/résistance défavorable au BHP. En outre, les BHP sont souvent des bétons visqueux (pentes difficiles à régler). Il convient cependant de ne pas viser un mauvais béton (e/c très élevé) car alors la porosité du béton serait telle que la durabilité, en dehors de toute fissure, serait mauvaise. Un B35/B40 nous semble une solution raisonnable à l'heure actuelle.

Dans le cas de dalles préfabriquées (en considérant résolus les autres problèmes liés à ce choix), la conclusion ne serait pas la même puisque le retrait initial ne serait pas gêné. Au contraire, avec un BHP, le retrait de dessiccation étant faible le risque de fissuration serait quasi nul et la durabilité excellente (signalons également que dans ce cas on pourra exploiter au mieux les qualités du matériau : dans le cas du béton coulé en place, en prenant un coefficient d'équivalence plus faible mais appliqué à une structure plus rigide, on aboutit en effet à des moments hyperstatiques dus aux retraits identiques à ceux que l'on aurait avec un béton classique [2]).

Béton	Composition	R_{28} MPa	f_{28} MPa	retrait ϵ	E GPa	$\sigma = E \cdot \epsilon$
classique	ciment 380 kg eau 200 l	49	4,3	80.10^{-6}	37	3
HP	ciment 425 kg eau 155 l	77	5,4	120.10^{-6}	46	5,5
THP	ciment 425 kg eau 135 l fs 30 kg	95	5,9	150.10^{-6}	48,5	7,3

Tableau 1: comparaison des résistances en traction, modules et retraits de différents bétons ; les compositions et caractéristiques mécaniques ont été déterminées à l'aide du logiciel Bétonlab [4] ; le retrait a été estimé à l'aide des formules établies par De Larrard et Leroy [5].

Enfin, une formule de BHP type «Civaux» [3] peut-elle être adaptée aux ponts mixtes ?

Cette formule, très spécifique (peu de ciment, ajout de filler, de fumée de silice, e/c élevé), peut être en effet envisagée mais pose divers problèmes :

- elle nécessite une étude minutieuse de la formulation (on ne peut pas l'improviser),
- elle risque d'aboutir à un béton hors norme (c'est-à-dire hors fascicule 65).
- ...

En conclusion, nous dirons que dans le cas des bétons coulés en place et par rapport au problème du retrait (sans préjuger d'autres aspects mécaniques liés au fonctionnement de la structure ou au phasage de coulage du béton) un béton B35/B40 nous paraît un compromis acceptable, sachant que dans le cas des dalles préfabriquées, l'emploi de BHP (voire de BTHP) serait nettement plus intéressant. ■

J.M. TORRENTI, F. DE LARRARD, P. ACKER

BIBLIOGRAPHIE

- [1] - P. ACKER, «Retraits et fissuration des bétons: causes, mécanismes, modèles», Cahier de l'AFFC, 1992.
- [2] - J.M. TORRENTI, «Déviation de Baccara: - Viaduc de Crivillier», projet du cours de conception et construction des OA, ENPC, 1991.
- [3] - F. DE LARRARD, G. ITIEURALDE, J. NÉC-TOUX, «Béton à hautes performances pour l'étanchéité des structures - étude de cas», Annales de l'ITBTP, n° 502, mars-avril 1992.
- [4] - F. DE LARRARD, D. FAU, «Bétonlab - Logiciel d'aide à la formulation des bétons (pour micro-ordinateurs PC et compatibles)», Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [5] - F. DE LARRARD, R. LEROY «Relations entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons à hautes performances», Matériaux et Constructions, vol. 25, 1992.

LE SOUDAGE SUIVANT LE PROCÉDÉ « INNERSHIELD »⁽¹⁾

Rappels sur le principe

Le procédé INNERSHIELD est un procédé de soudage semi automatique utilisant un fil fourré sans gaz.

Un fil fourré est constitué d'une enveloppe métallique (constituant le métal d'apport) contenant un flux à l'intérieur. C'est un peu comme une électrode enrobée, mais à l'envers, puisque le flux est à l'intérieur du métal d'apport et non pas à l'extérieur de l'âme de la baguette sous forme d'enrobage.

Que ce soit dans le cas de la baguette enrobée ou bien dans le cas du fil fourré sans gaz, le rôle du flux est à la fois important et multiple. Entre autres, ce flux (ou enrobage) est générateur d'un gaz qui favorise l'entretien et la stabilité de l'arc électrique, d'une part, protège le bain de fusion, d'autre part.

Conséquences directes

Une baguette de dimension courante est constituée d'une âme de l'ordre de 4 mm de diamètre, l'enrobage portant le diamètre total aux environs de 7 mm. Un fil fourré sans gaz d'utilisation pratique a un diamètre de 1,8 à 2 mm, diamètre « hors tout » puisque le flux est à l'intérieur. Les volumes de flux ne sont donc pas les mêmes et l'on imagine bien que la protection gazeuse d'un fil fourré sera plus localisée que celle d'une électrode, plus localisé ne voulant absolument pas dire moins efficace.

Vis-à-vis de la reprise d'humidité des flux basiques, il est bien évident que si un enrobage d'électrode est très susceptible vis-à-vis de ce phénomène de

par sa taille, de par son exposition tournée vers l'extérieur, et enfin principalement par les agglomérants utilisés pour les « faire tenir » autour de l'âme métallique, il n'en va pas de même pour le flux basique contenu à l'intérieur d'une enveloppe métallique.

En soudage manuel à l'électrode basique, deux paramètres sont à régler sur le poste de soudage :

- la tension,
 - le courant de soudage,
- sachant que le premier paramètre supporte largement quelques écarts.

En soudage semi automatique avec fil fourré sans gaz, les paramètres à respecter sont :

- la tension d'arc,
- le courant de soudage,
- le « stick out » c'est-à-dire la longueur de fil sortant de la buse,
- la vitesse de déroulement du fil.

Conséquences à la mise en œuvre du procédé

Nous venons de dire que la protection gazeuse d'un fil fourré était plus localisée que celle d'une électrode. Il faut ajouter que le volume de gaz produit et la forme géométrique de la couverture gazeuse dépend de l'arc, c'est-à-dire de la tension d'arc, sachant que la valeur de *stick out* modifie cette tension d'arc. Par ailleurs, on imagine bien qu'il y a une relation étroite entre le courant de soudage et la vitesse de défilement du fil. Il devient alors évident que changer l'un de ces paramètres revient à remettre en question le résultat normalement attendu.

Coupons le cou à l'idée reçue que le soudage avec fil fourré sans gaz n'implique pas une protection sur site. S'il est vrai que la protection gazeuse de ce procédé est moins susceptible aux courants d'air que la protection produite par l'enrobage d'une électrode, elle n'en est pas moins fragile, et à ce

(1) INNERSHIELD est l'appellation du procédé de soudage semi automatique avec fil fourré sans gaz de la Société « THE LINCOLN ELECTRIC COMPANY ».



Soudage à l'Innershield

titre nous lui devons considération. Bien entendu, puisque le flux du fil fourré est pratiquement exempt de vapeur d'eau, non seulement la protection vis-à-vis de la pluie est indispensable, mais l'humidité présente sur les tôles doit être éliminée par un dégourdisage (hors toute autre considération de préchauffage à prendre par ailleurs).

On voit donc que l'utilisation de ce procédé ne permet pas de «jeter par dessus bord» toutes les précautions prises lors de l'utilisation d'autres procédés de soudage, et qu'il s'agit d'un procédé plus technique dans son application que le soudage manuel à la baguette enrobée par exemple.

Conclusion

Le soudage INNERSHIELD n'est ni un procédé difficilement utilisable, ni réservé à une élite, encore moins un procédé dangereux donc à proscrire. Ce procédé, multiposition, a fait la preuve de ses qualités intrinsèques et de sa rentabilité.

Cependant, le «revers à la médaille» réside dans le soin que l'on doit apporter à sa mise en œuvre, soin qu'un soudeur ne pourra prodiguer que s'il a suivi une formation adéquate de base lui permettant de comprendre le fonctionnement du procédé, et que s'il le pratique couramment, sachant que le seul changement de la qualité du fil peut mériter un temps d'adaptation. Il n'est pas lieu, ici, de discuter

du bien-fondé des agréments des soudeurs, mais ce procédé montre à l'évidence que si cet agrément est nécessaire, il peut être aussi insuffisant. Le SETRA et les Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées ont vécu nombre de mésaventures, (cordons de soudure à réparer à 100% par exemple) conduisant le maître d'œuvre à penser que le procédé INNERSHIELD est à interdire alors qu'il ne s'agissait que d'un manque d'information et de formation spécifique à ce procédé. Dans ce contexte, nous ne pouvons que conseiller au maître d'œuvre de vérifier, autant que faire se peut, non seulement la validité de l'agrément des soudeurs, mais encore (pour ne pas dire «de préférence») leur formation et leur pratique.

Nous devons répéter que la réussite du soudage avec le procédé INNERSHIELD nécessite impérativement :

- de régler scrupuleusement tous les paramètres de réglage de l'appareillage,
- de maîtriser complètement les gestes spécifiques à ce mode de soudage,
- et bien sûr, de souder à l'abri des intempéries et du vent, dans une cabine de soudage digne de ce nom.

Ne tirez pas sur mon piano parce que je ne suis pas Chopin. ■

J. PICCARDI

RELEVÉ D'ÉTANCHÉITÉ

par bande de solin métallique

Pourquoi un relevé ?

Sur les ponts, comme dans le bâtiment, pour éviter le passage de l'eau sous la chape d'étanchéité, on exécute des relevés. Ces relevés sont faits habituellement dans des engravures préparées lors du coffrage de la corniche ou de la contre-corniche. (voir STER 81, ss/dossier E, chapitre 1 annexe et F 67, article 9.1.2.3)

De la bonne exécution et de l'efficacité de ces relevés dépend l'efficacité de l'étanchéité. Or il faut bien constater que nombre des défaillances de chape d'étanchéité ont pour origine un passage de l'eau dans la zone des relevés parce que ceux-ci n'ont pas été correctement exécutés.

Les causes de ces malfaçons

La préparation du relevé incombe au maçon qui, bien souvent, n'en comprend pas l'intérêt et ne réalise pas le travail avec le soin souhaitable. D'autant que cette partie doit répondre à une géométrie très précise peu habituelle pour un maçon.

L'étancheur va donc exécuter son relevé quel que soit l'état de celui-ci (la position de sous-traitant ne rend pas facile les observations et les réserves qu'il pourrait faire) alors que sa responsabilité en cas de défaillance d'étanchéité peut être recherchée.

La solution: le «solinet spécial pont»

Plutôt que d'essayer de convaincre les maçons de faire des relevés conformes, nous avons pris une autre orientation qui consiste à s'adapter à ce qu'un maçon est capable de fournir sans spécifications particulières ni coffrages compliqués, et à confier à l'étancheur l'entière responsabilité de l'exécution de son relevé sur un support acceptable.

Pour cela il fallait disposer d'une bande de solin

métallique appropriée et fiable. On peut trouver dans le commerce de tels bandes de solin métalliques mais ils ne nous ont pas paru tout à fait adaptés au contexte spécifique des ponts même s'ils ont parfois été utilisés avec succès. C'est pourquoi, en liaison avec une société intéressée à ce produit (la société Danialu), un «solinet spécial pont» a été mis au point. Ce dispositif n'a rien de bien original mais il présente certaines particularités qui le rend bien adapté au domaine des ponts. La simplicité de ce solinet ne doit pas faire penser que l'on peut fabriquer soi-même, avec un bout de tôle, un solinet. Les aspects de bon maintien de la chape, de fixation, de jonction entre les éléments, la tenue à la corrosion, etc. sont à prendre en considération et le «solinet spécial pont» a été étudié en conséquence.

La mise en œuvre est extrêmement aisée. Sur un support en béton correctement dressé mais sans décrochement, l'étancheur pose l'étanchéité (en général une feuille préfabriquée) en la soudant au support et jusqu'à une hauteur légèrement inférieure à la ligne prévue pour les fixations.

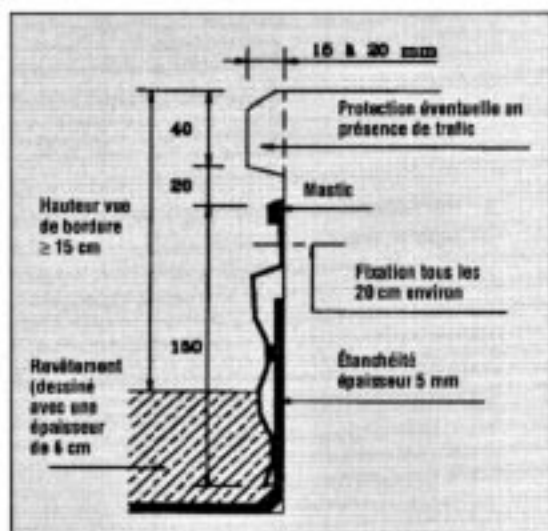
Le «solinet spécial pont» est alors positionné et les fixations mises en place. Le serrage entraîne le maintien automatique de l'étanchéité. Les éléments mousse permettent d'avoir ce serrage même au droit des recouvrements de lés, sans vide. Un complément d'étanchéité est mis dans la gorge correspondante, au-dessus du solinet.

Le fini est très satisfaisant comme le montre la photo.

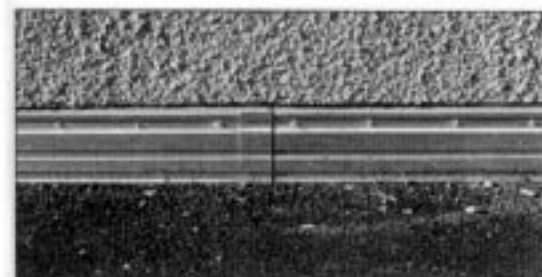
Quand il y a risque de circulation de véhicule au ras du relevé, nous conseillons de prévoir une petite butée (en béton ou autre) pour éviter le frottement des roues sur le solinet. Dans les autres cas le coffrage du béton sera plan.

Nous tenons à la disposition des personnes intéressées une documentation sur ce «Solinet spécial pont».

M. FRAGNET



Croquis de principe d'un relevé de chape dans une bande de solin métallique



À PROPOS DE CHOCS...

1 - sur dispositifs de retenue

Les justifications sont-elles à faire à l'ELU ou à l'ELS ?

Les actions résultant de chocs sur les dispositifs de retenue sont-elles à considérer comme une action accidentelle au sens des textes réglementaires ? Il semble y avoir une certaine hétérogénéité d'appréciation sur ce point entre les divers documents, donc une variation d'appréciation de la part des ingénieurs ayant à effectuer le contrôle de projet.

Il semble nécessaire de définir une position claire et sur laquelle il y ait un consensus. Dans ce but, après avoir posé le problème et cité les textes de référence, nous donnerons notre point de vue. Nous serions heureux de recueillir les réactions ou les avis des lecteurs dans ces colonnes.

Les textes de référence

Le dossier Guide GC 77

Ce guide s'appuyait sur les Directives Communales de Construction de 1971 qui ne considéraient pas les chocs sur les Dispositifs de Retenue comme une action accidentelle mais comme une action intermittente ou une action cyclique de courte durée. Sur cette base, la notice 4.1, nota ** en bas de page 10, indique que les efforts à prendre en compte pour le dimensionnement de la structure « sont considérés comme ne se cumulant à aucun autre effort dû à des charges d'exploitation ou climatiques et sont à reprendre par la structure selon les conditions normales d'utilisation ($\sigma_s = 2/3 \sigma_{cn}$ afin que la structure ne subisse pas de dommages lors d'un choc), sans pondération supplémentaire ».

Les DCC de 1979

L'alinéa de l'article 3.2 concernant les actions accidentelles est le suivant : « les actions accidentelles provenant de phénomènes se produisant très rarement (séismes, chocs, ...) ».

L'article 4.3 indique que « les actions accidentelles sont énumérées le cas échéant par le CCTP, qui, à défaut de texte réglementaire, en fixe les valeurs représentatives à prendre en compte ». Il est important de noter que, par rapport aux DCC de 1971, le

texte donne un exemple supplémentaire concernant les chocs : « les chocs de véhicules contre les dispositifs de retenue ou les appuis de ponts, ... ».

Le BAEL 91 et le BPEL 91

Ces textes reprennent les DCC de 1979 et citent les chocs de véhicules contre les dispositifs de retenue dans les exemples d'actions accidentelles.

En conclusion, on relève que les documents récents ont considéré les chocs sur les dispositifs de retenue comme étant à considérer comme « action accidentelle » et, à ce titre, à calculer en ELU. Ceci alors que le Dossier GC 77 donne un conseil et des valeurs d'actions qui ne sont pas en cohérence avec ces textes récents.

Notre sentiment et nos propositions

Les chocs sur les dispositifs de retenue sont-ils des actions accidentelles ?

Cela ne nous paraît pas certain car les chocs contre les Dispositifs de Retenue sont loin de représenter un phénomène « très rare » si l'on reprend la définition de l'article 3.2 des DCC de 1979. Il suffit, pour s'en convaincre, de questionner les gestionnaires ! À ce point de vue, il paraît anormal de classer les chocs sur DR dans la même catégorie que les séismes, les crues, ... dont l'apparition est plus du type « catastrophe ».

D'autre part, les valeurs représentatives définies pour ces actions le sont avec assez de précision (à la suite d'exploitation de mesures lors d'essais) pour pouvoir être précisées dans le CCTP et servir de base aux calculs.

Il nous semblerait plus approprié de considérer ces chocs comme une action variable avec une très faible occurrence :

Les justifications sont-elles à faire à l'État Limite Ultime (ELU) ou à l'État Limite de Service (ELS) ?

Il nous semble important de distinguer le dispositif de retenue et la structure sur laquelle il est implanté. Lors d'un choc dû à un véhicule, la barrière de sécurité peut être entièrement détruite. Son changement est prévu et elle a été conçue dans ce but.

Cette question concerne la structure porteuse. Au niveau de la liaison du dispositif de retenue avec la structure, celle-ci ne doit pas être endommagée et doit conserver ses conditions d'exploitation ou de durabilité pour pouvoir recevoir un nouveau dispositif de retenue et subir un autre choc par un véhicule, sans détérioration. Ce nouveau choc, s'il survenait sur une partie de structure déjà durement sollicitée pourrait entraîner des désordres dont l'importance de la réparation serait sans commune mesure avec celle du seul dispositif.

Il importe donc que la structure ne soit pas endommagée et conserve ses conditions d'exploitation ou de durabilité. Cette condition correspond à la définition d'un État Limite de Service (article 1.1.3 des DCC de 1979).

Les justifications sont donc à conduire à l'État Limite de Service et les tractions des aciers sont à limiter à $2/3$ de leur limite d'élasticité. Cette dernière condition permet de simplifier les calculs justificatifs tout en assurant un niveau de fissuration du béton compatible avec le niveau d'exigence adopté.

Conclusion

Les chocs sur les dispositifs de retenue ne sont pas «très rares», les valeurs des actions sont assez bien précisées, souvent dans le sens de la sécurité et il importe que la structure conserve ses conditions d'exploitation et de durabilité.



Ceci nous conduit à proposer, contrairement à ce que l'on trouve dans les textes, notamment les DCC de 1979, de considérer les chocs de véhicules sur les dispositifs de retenue non comme une action accidentelle mais comme une action variable à faible occurrence. Les justifications sont à conduire à l'État Limite de Service et les tractions des aciers sont à limiter à $2/3$ de leur limite d'élasticité.

Ceci est bien dans l'esprit de ce qui avait été indiqué dans le GC 77 et nous proposons de maintenir cette ligne.

Nous souhaiterions recueillir l'avis des lecteurs sur cette proposition. ■

A.-L. MILLAN, V. LE KHAC, M. FRAGNET

À PROPOS DE CHOCS...

2 - sur appuis des ouvrages courants

Rappel

Le choc de véhicules lourds sur un appui en bordure d'une chaussée est une action accidentelle dont les valeurs sont normalement à définir en fonction de la vitesse, de la direction du choc, des protections et des dispositions de l'ouvrage.

À défaut d'estimation plus précise basée sur une analyse du risque (Cf. le dossier-pilote PP73 du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes), il y a lieu d'appliquer les règles forfaitaires de l'annexe D du BAEL, rappelées ci-après.

Le choc d'un véhicule sur une pile d'ouvrage (pont route ou passerelle pour piétons), considéré comme une action accidentelle, est assimilé à une force horizontale appliquée à 1,50 m au-dessus du niveau de la chaussée, dont les valeurs nominales sont précisées par le tableau suivant :

Vitesse estimée des poids lourds de 15 à 19 t (en km/h)	Valeur du choc frontal (kN)	Valeur du choc latéral (kN)
90	1000	500
75	800	400
60	500	250

Rappelons que les combinaisons accidentelles présentent la forme suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum_i \Psi_{2j}Q_j$$

Avec :

F_A valeur nominale du choc ;

$\Psi_{11}Q_1$ valeur fréquente d'une action variable ;

$\Psi_{2j}Q_j$ valeur quasi-permanente d'une autre action variable ;

Sachant que pour les ponts routes, on a dans la plupart des cas :

$$\Psi_{11}Q_1 = 0$$

$$\Psi_{2j}Q_j = 0$$

Bien entendu, les calculs justificatifs sont à conduire à l'ELU, avec les valeurs correspondantes des coefficients γ des matériaux, à savoir :

$$\gamma_b = 1,15 \text{ pour le béton}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ pour les aciers.}$$

Incidence sur la conception des ouvrages

Les chocs de véhicules lourds sont à prendre en compte dans la conception et le calcul des appuis afin d'éviter tout risque d'effondrements comme l'illustre la figure 1 qui s'ajoute à une liste déjà longue d'accidents semblables. Cette photo montre l'effondrement récent, consécutif à un choc de poids lourds et de son chargement, d'un fût de pile d'un passage supérieur dont les appuis n'étaient pas justifiés vis-à-vis du choc.



Fig. 1 - Effondrement d'un fût de pile d'un PS

Les circonstances de l'accident sont les suivantes : un poids lourd, chargé de bobines de feuillard d'acier, percute la glissière du TPC et subit une rectification violente de trajectoire qui entraîne le désarrimage des colis, l'une des bobines de feuillard venant percuter la pile.

On peut estimer grossièrement les valeurs des paramètres du choc :

— masse de la bobine : 5,2 tonnes,

— vitesse du poids lourd : 90 km/h,

— altitude de l'impact : 1,90 m au-dessus de la chaussée.

Les conclusions que l'on peut tirer de cet accident ainsi que de quelques autres sont de plusieurs ordres :

a) la non application des règles précédemment rappelées se traduit par des risques d'effondrement importants en cas de choc ;

b) les appuis de passages supérieurs de conception

«classique» possèdent de fortes chances de résister aux chocs de véhicules lourds lorsqu'ils sont justifiés conformément à ces règles;

c) la possibilité de chocs d'intensité non négligeable à une hauteur allant jusqu'à 4,5 m (figure 3) prouve qu'il n'est pas suffisant d'appliquer ces règles, pour garantir la résistance d'un appui, lorsque sa conception n'est pas courante. En particulier, les appuis dont la conception peut être schématisée par la figure 2 sont à proscrire, même s'ils sont encastrés dans le tablier. On imagine aisément le risque encouru par la partie supérieure en cas de choc haut, même si l'appui satisfait en toute rigueur aux règles précédentes.

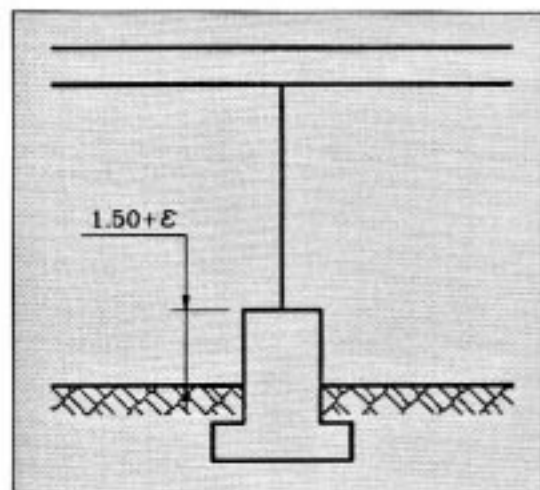


Fig. 2 - Pile de conception non courante (à éviter)

Propositions

Il est indispensable de prendre en compte les effets des chocs dont le point d'impact se situe au-dessus de 1,50 m, du moins pour les appuis de forme non courante.

À cet égard, la prise en compte d'un choc d'intensité égale à $F_A/5$, appliqué conventionnellement à 4 m du niveau de la chaussée paraît raisonnable, la valeur de F_A étant celle précédemment définie.

Dans la pratique, la définition d'une forme courante ou non n'étant pas absolument évidente a priori, il est prudent d'appliquer cette règle simple dans la conception et le calcul de tous les appuis. L'objectif n'est pas de modifier le dimensionnement des piles courantes, mais d'assurer une bonne homogénéité de la résistance aux chocs, quelle que soit la forme de la pile (courante ou non).

Le document PP73 indique que la valeur de F_A peut être réduite suivant la nature de la protection, le volume du trafic ainsi que la distance de la pile au bord de la chaussée principale.



Fig. 3 - Les chocs sur la partie haute ne sont pas inexistantes

La figure 4 donne à titre d'exemple l'intensité de l'effort à prendre en compte en application du PP73 pour une pile implantée sur une plate-forme autoroutière comportant une BAU de largeur au moins égale à 2 m.

En raison de l'évolution récente des dispositifs de retenue, l'application du document PP73 peut poser quelques problèmes dans l'évaluation de l'indice IIC3. Ce dernier peut prendre les valeurs suivantes :

- 2, pour les dispositifs de retenue de la classe barrière normale (BHO, DRA, GBA...);
- 4, pour les dispositifs de retenue de la classe barrière lourde (LBA...).

Ces différents types de dispositifs de retenue, à moins d'être suffisamment éloignés de la pile, ne protègent évidemment pas cette dernière dans sa partie haute. Il est donc conseillé là encore de tenir compte d'un choc appliqué à 4 m du niveau de la chaussée dont l'intensité est en principe à déterminer en fonction du risque de chocs sur la partie haute de la pile. Dans un but de simplification, cette intensité peut être prise égale à $F_A/5$, F_A étant l'intensité du choc du véhicule définie ci-dessus. ■

J. NOURISSON, P. TROUILLET, R. QUINCY,
A.-L. MILLAN, V. LE KHAC, M. FRAGNET

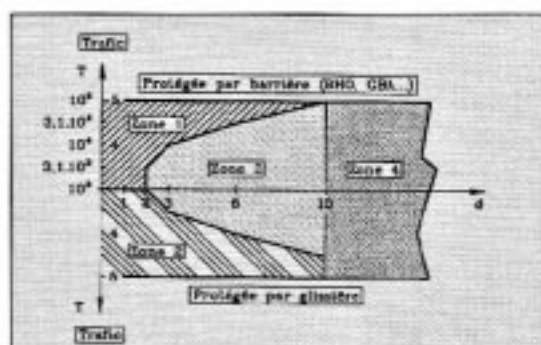


Fig. 4 - Intensité des chocs sur pile d'une passerelle piétonne au-dessus d'une autoroute, de tracé normal, BAU \geq 2 m

Légende:

- X/Y/Z
- X: vitesse du FL en km/h
- Y: valeur du choc frontal (kN)
- Z: valeur du choc latéral (kN)
- d: distance au bord de la chaussée (m)
- T: trafic en véh/j (total pour pile centrale, dans un seul sens pour pile latérale)

- Zone 1:**
90 / 600 / 300
75 / 400 / 200
- Zone 2:**
90 / 1 000 / 500
75 / 800 / 400
60 / 500 / 250
- Zone 3:**
V : 250 / 125
- Zone 4:**
V : 0 / 0

LES CAISSONS MÉTALLIQUES PROGRAMME CADIA

Calcul des cadres et diaphragmes transversaux

Pour les ponts en acier, ou en ossature mixte acier-béton, une ossature en poutres est en général meilleur marché qu'une ossature en caisson. Le caisson requiert en effet plus d'heures de fabrication. Le transport des éléments peut être coûteux si le concepteur ne l'a pas pris en compte dans la conception générale. Cependant, les caissons présentent de nombreux avantages sur les poutres en I, qui rendent leur emploi intéressant :

- une grande rigidité de torsion : dans les caissons, les couples de torsion sont repris pour l'essentiel par les flux uniformes de la torsion dite de Saint-Venant. En effet, la rigidité de Saint-Venant est le plus souvent très supérieure à la rigidité dite de torsion génée, due au gauchissement. En d'autres termes, une faible part des couples de torsion est reprise par les bi-moments de contraintes normales, dont on utilise le seul effet dans le cas des ponts à poutres lorsqu'on met en œuvre la méthode de Courbon.

Pour des ouvrages très courbes, la rigidité de Saint-Venant des caissons est essentielle pour les phases

de construction, aussi bien que sous l'action des charges d'exploitation. En particulier, les caissons métalliques fermés par une membrure supérieure semblable à la membrure inférieure offrent une rigidité de torsion élevée au montage, sans nécessiter de contreventements provisoires qui gênent le coulage de la dalle ;

- la largeur des membrures des caissons permet des élancements élevés pour franchir les gabarits imposés ;

- l'aspect esthétique extérieur est plus simple puisque tous les raidissages demeurent invisibles dans le caisson ;

- l'intérieur du caisson est facilement visitable. On y met en œuvre des peintures de couleurs très claires, mais la corrosion n'y est pas à craindre en raison du faible renouvellement de l'oxygène ;

- pour les structures sensibles à la fatigue, l'utilisation de caissons de faibles dimensions en lieu et

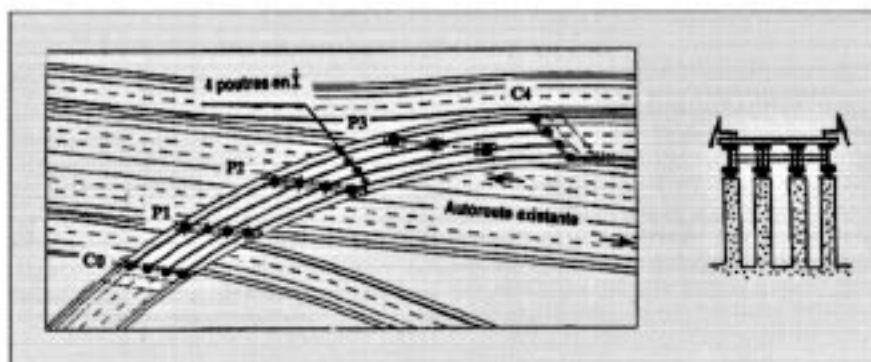


Fig. 1 - La solution avec des poutres en I

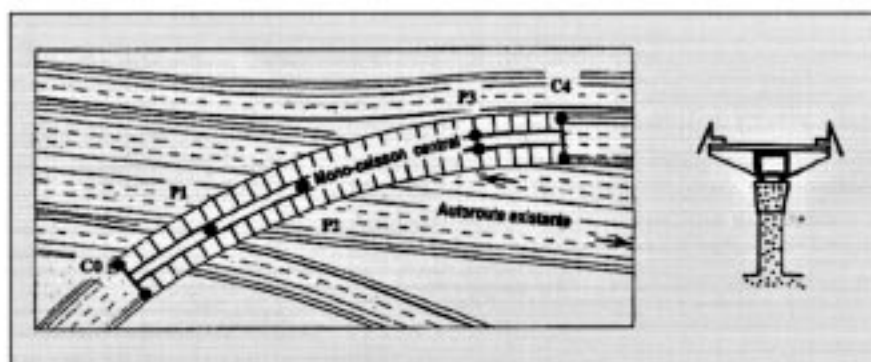


Fig. 2 - La solution caisson évite l'alignement biais des appuis, source de problèmes mécaniques. Le gain est économique et esthétique.

place de poutres en I est favorable par le jeu de plusieurs facteurs :

- 1- le coefficient d'excentrement est réduit par la rigidité de torsion de Saint-Venant,
- 2- l'épaisseur des tôles reste faible de l'ordre de 25 millimètres,
- 3- les deux caissons d'un bi-caisson sont redondants au sens de l'Eurocode 3 alors que les deux poutres d'un bipoutre ne le sont pas;

■ les caractéristiques aérodynamiques sont améliorées, ce qui peut être aussi important que la rigidité de torsion pour les ponts suspendus ou les ponts à haubans;

■ pendant la prise du béton de la dalle, l'intérieur d'un caisson en ossature mixte acier-béton pourrait être facilement chauffé à l'air chaud. Ce n'est pas le cas avec un bipoutre. Le but serait de maintenir l'ossature métallique plus chaude que le béton en prise. Le retrait d'origine thermique étant réduit, ceci favoriserait l'utilisation de bétons à hautes performances mais à fortes chaleurs d'hydratation (voir l'article de MM. TORRENTI, DE LARRARD et ACKER publié dans le présent bulletin);

■ enfin, les caissons peuvent s'adapter aux contraintes des sites les plus difficiles. Les ponts caissons, et en particulier les ponts caissons courbes, peuvent franchir des portées de torsion plus grandes que les portées de flexion, en utilisant un appui central unique comme le montre la figure 2.

Qu'est-ce que la distorsion des sections ?

Les efforts de distorsion provoquent des moments fléchissants dans les parois du caisson, d'où des déformations de la section transversale dans son plan. Dans le cas des caissons en béton correctement dimensionnés avec des goussets, les âmes sont suffisamment épaisses pour que les effets de la déformation des sections puissent être négligés. En l'absence de cadres raidisseurs intermédiaires, les caissons métalliques se comporteraient en revanche à peu près comme s'il y avait des charnières aux quatre angles de la section ! Une section carrée se distord ainsi en losange. Les théories de la torsion — uniforme selon Saint-Venant, ou non uniforme selon Timoshenko — qui supposent toutes les sections indéformables, seraient alors inapplicables.

Le rôle des cadres intermédiaires, ou des diaphragmes à disposer sur appuis est de maintenir la forme de la section transversale. Ils transforment alors en flux uniforme de Saint-Venant les moments de torsion locaux appliqués par exemple sous forme de couples par les charges d'exploitation. Entre les

cadres, la structure fonctionne à peu près selon la théorie des voiles plissés.

Dans le cas des caissons métalliques, les cadres intermédiaires ne sont pas infiniment rigides. De ce fait, les contraintes normales développées par les bi-moments sont le plus souvent dues pour l'essentiel aux gauchissements de distorsion plutôt qu'aux gauchissements de torsion gênée classique. Leur importance dépend donc de l'espacement des cadres intermédiaires.

Calcul des efforts dans les cadres courants

Les forces de distorsion restent faibles dans les cadres courants. Bien entendu les effets de la distorsion doivent être cumulés avec les autres effets de flexion locale de la dalle sous les essieux.

Méthode simplifiée

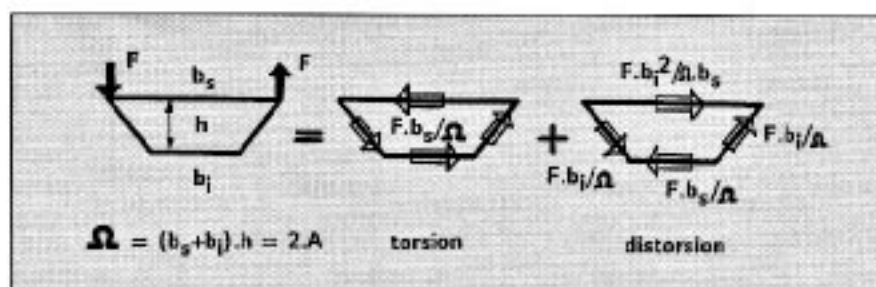
On utilise souvent pour dimensionner les cadres courants la méthode qui consiste à isoler par la pensée un tronçon de caisson dont la longueur correspond à l'espacement de deux cadres consécutifs. Ce tronçon se trouve centré de part et d'autre d'un cadre courant. Toutes les charges extérieures appliquées sur ce tronçon sont projetées et appliquées sur le cadre central. Enfin, on suppose que le tronçon échange à ces extrémités des flux de cisaillements uniformes de torsion de Saint-Venant avec le reste de la structure du pont, de même que des cisaillements d'effort tranchant. Tous ces cisaillements sont donc projetés sur le cadre raidisseur central.

Le cadre raidisseur central est alors lui-même calculé sous l'action de l'ensemble de ces efforts équilibrés qui viennent d'être décrits. On utilise pour ce calcul d'un cadre, un programme à barres du type de STI. Les dimensions qui en résultent demeurent en général économiques et acceptables.

Méthode générale

Les forces de distorsion dues aux charges appliquées au tronçon décrit ci-dessus ne sont pas en fait seulement reprises par un seul cadre ou diaphragme. La méthode de la poutre sur appuis élastiques est une des façons de répartir la force de distorsion entre les différents cadres considérés comme des supports élastiques. Afin d'isoler le seul phénomène de distorsion, on suppose que la section est sollicitée par des couples de forces opposées appliquées aux coins supérieurs du caisson.

Fig. 3 - torsion
distorsion



Le diagramme de la figure 3 montre les mêmes forces de distorsion qui sont évaluées de façon plus fine par la méthode générale utilisant la théorie des voiles plissés. Il est convenu d'appeler force de distorsion l'ensemble des flux figurés au diagramme de droite de la figure 3, qui s'appliquent sur un cadre.

La figure 4 montre la distribution des forces de distorsion dans les différents cadres transversaux d'un pont à quatre travées avec deux travées centrales de 80 mètres. Seule une des travées de 80 mètres est représentée. La figure montre le résultat d'une analyse menée au moyen du programme CADIA.

On note l'importance relative des efforts de distorsion dans les diaphragmes sur appuis, qui doivent de ce fait être beaucoup plus rigides que les cadres courants.

Cas particulier le plus important en pratique : les diaphragmes sur appuis.

L'effet local des réactions d'appui provoque un état de contraintes complexe dans les diaphragmes sur appuis et des concentrations de contraintes dans les âmes adjacentes.

Sur appuis, on doit prévoir un diaphragme complet afin d'obtenir la rigidité suffisante pour résister aux distorsions.

Avec une mauvaise conception utilisant de simples cadres sur appui — plutôt que des diaphragmes — le plan de connexion acier-béton traverserait chacun des angles supérieurs du cadre, et se trouverait de ce fait fortement sollicité. En l'absence de connecteurs en quantité suffisante au point d'application de l'effort, on risque d'observer une fissure de décollement dans le plan horizontal de connexion acier-béton, puis le report de l'effort sur une grande longueur de pont pour intéresser suffisamment de connecteurs et de cadres courants, avec d'autres décollements entre ossature et dalle principalement localisés au droit des cadres courants.

Le problème est analogue à celui qu'on rencontre sur un bipoutre à entretoises en zone sur pile sous l'effet de la sollicitation du vent : les connecteurs de la membrure supérieure longitudinale ne peuvent pas reprendre alors seuls le moment fléchissant local sans le renfort d'une pièce de pont additionnelle au-dessus de l'entretoise (voir le bulletin *Ouvrages d'Art* n° 11 page 7). Une membrure supérieure transversale soudée sur le diaphragme sur

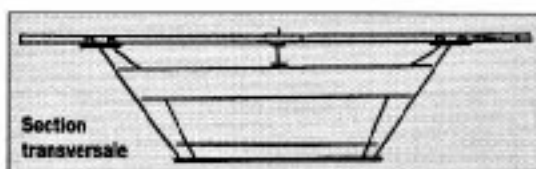
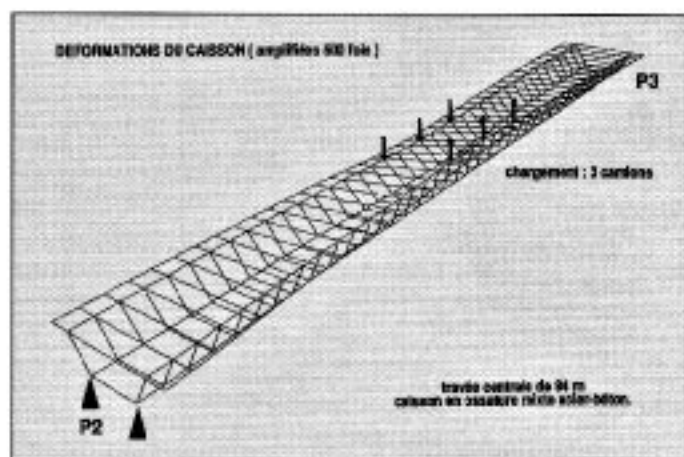
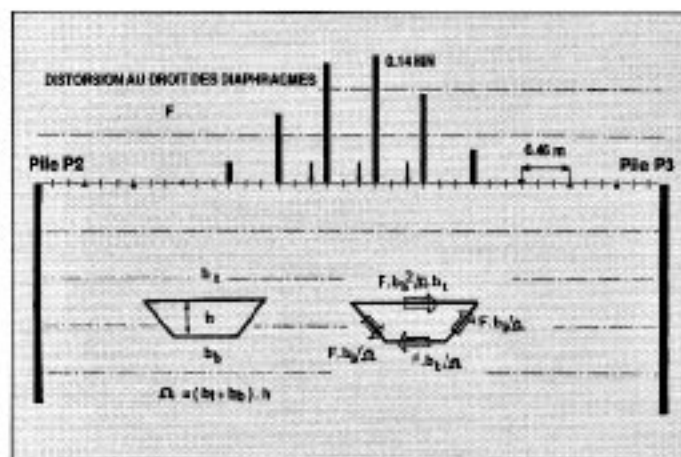


Fig. 4 - répartition des forces de distorsion entre les cadres le long d'une travée

pile du caisson est ainsi nécessaire, du type membrure de pièce de pont équipée de connecteurs.

La photo ci-dessous montre les dispositions excellentes adoptées pour le pont de franchissement de la Loire à Nevers. Si les méthodes de réalisation du hourdis prennent en compte suffisamment en amont la contrainte imposée par la présence de cette sorte de pièce de pont, l'expérience montre que la gêne causée est en fait assez réduite.

Enfin si les appareils d'appui sont situés loin d'une âme longitudinale sous le diaphragme sur appui, on doit attacher un soin particulier à résoudre le

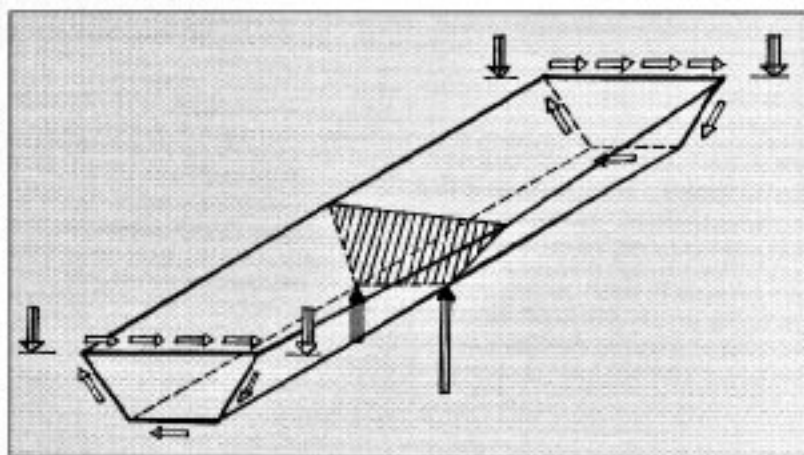


Fig. 5 - schéma des efforts appliqués sur pile



Fig. 6 - photo du pont de Nevers

problème des excentres longitudinaux des charges dues aux dilatations dans le cas où on ne peut éviter d'avoir la face glissante de l'appui sur la face supérieure. Ce problème très particulier des diaphragmes métalliques suggère que le béton pourrait être employé dans le fond de caisson sur pile pour y constituer une pièce en ossature mixte. Une surcharge pondérale y est en effet facilement supportable. Cependant le point de vue du méca-

nicien n'est pas le seul à prendre en compte pour la conception de cette zone, qui doit résister à la corrosion durant toute la vie du pont, et dont les assemblages soudés doivent pouvoir être inspectés. ■

J. BERTHELLEMY



La normalisation sur les appareils d'appui à pot d'élastomère

Nous rappelons qu'il existe une normalisation concernant les appareils d'appui à pot d'élastomère. Ces normes (à statut de normes expérimentales), publiées en juin 1992, sont les suivantes :

T 47.816.1 : Appareils d'appui en caoutchouc — Appareils d'appui à pot

— **Partie 1 :** Introduction.

T 47.816.2 : Appareils d'appui en caoutchouc — Appareils d'appui à pot

— **Partie 2 :** Bordereau de données techniques.

T 47.816.3 : Appareils d'appui en caoutchouc — Appareils d'appui à pot

— **Partie 3 :** Pose des appareils d'appui à pot.

Nous conseillons vivement de faire référence à ces documents normatifs dans les marchés car cela permettra de bien définir les conditions de la concurrence et la comparaison entre les différentes offres portant sur ces produits. La partie 2 : Bordereau des données techniques, est la plus importante car elle formalise et clarifie les conditions de la commande d'un appareil d'appui à pot par l'entreprise auprès du fournisseur. Ce bordereau est ensuite soumis au visa du Maître d'œuvre.

À titre d'information et pour préciser le contenu important de cette norme et du bordereau, voici le sommaire :

- Domaine d'application.
- Renseignements sur la structure.
- Fonctions, charges, rotations, translations.
- État des surfaces de contact de l'appareil d'appui avec la structure.
- Fixations.
- Protection de l'appareil d'appui vis-à-vis de l'environnement.
- Dispositifs de mesures.
- Sujétions particulières.
- Repérages.

A. CHABERT, M. FRAGNET