

OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



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



N°36
Décembre 2000

Techniques particulières

- TEOR - Ripage d'un ouvrage complet de 100 m de long
J.-C. FERTÉ page 3

Innovation

- Dans quel but innover aujourd'hui ? page 9
J. BERTHELLEMY
- Ouvrage mixte en BHP à connexion différée.
Le PS13 sur A85 page 12
S. BARBAUX, J.M. BARYLA, F. CHEVALLIER, J. PETITJEAN, A. PIQUET
- Réalisation d'une paroi moulée à armatures continues page 17
F. DUFOURNET BOURGEOIS, J.C. GESSAY,
G. HAIUN, F. IMPARATO

Qualité, gestion, organisation

- Une nouvelle méthode de gestion des ouvrages d'art pour les départements page 23
I. SCHALLER

Incidents, confortements, réparations

- Renforcement du pont sur la Saône à Lyon page 29
F. TAVAKOLI

Courrier des lecteurs

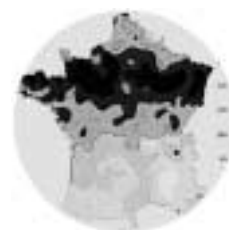
- La gestion et l'entretien des petits ouvrages en maçonnerie page 34
A. ZIMMERMANN, C. RAULET
- Contraintes limites dans les armatures existantes des structures renforcées par des matériaux composites page 36
R. LACROIX, B. LECINO, B. GEDALIA

Informations brèves

- Règles NV 65 –
Modification de la carte des zones page 38
J. BERTHELLEMY
- Appareils d'appui à pot.
Réflexions sur leur réception vis-à-vis des rotations page 40
M. FRAGNET, M. DEFONTAINE
- Roc d'Or 2000 page 42
- Stages page 43

Le kiosque du Setra

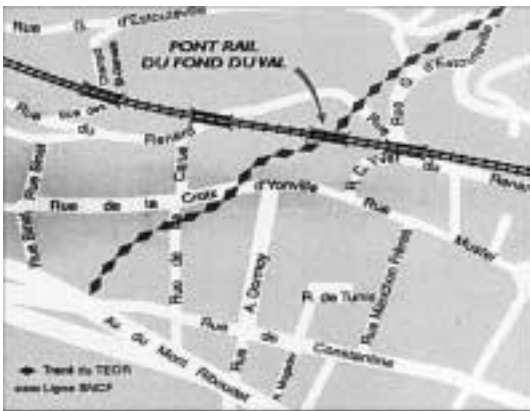
- Les dernières publications Ouvrages d'Art page 44



TEOR – Ripage d'un ouvrage complet de 100 m de long

1. Contexte général de l'opération

Dans le cadre de la ligne nouvelle du futur Transport Est-Ouest Rouennais (TEOR), il fallait aménager l'intersection de TEOR avec la ligne SNCF existante Paris-Le Havre au lieu dit « Le Fond du Val ».



A cet endroit la plate-forme SNCF est un remblai de grande hauteur, de plus de 10 mètres de dénivelé côté Nord et de 20 m côté Sud.

Le biais, la nécessité de ménager des rayons de raccordement minimaux pour TEOR et la réalisation d'une éventuelle voie routière future sous l'ouvrage ont conduit les services de la SNCF à concevoir un ouvrage de grande portée reposant sur 2 culées de type cadre en béton armé.

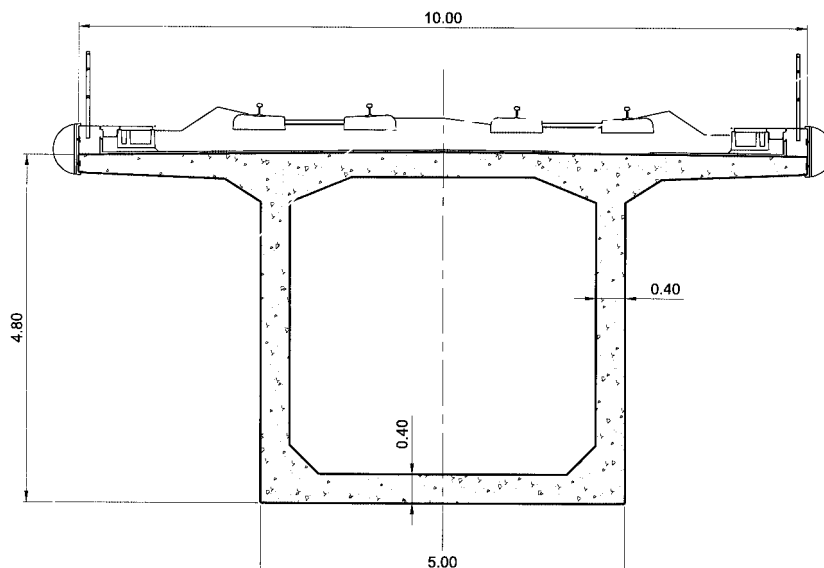
Dans le but de perturber au minimum l'exploitation de la ligne Paris-Le Havre, la SNCF a prévu un mode de construction particulier avec :

- préfabrication du pont-rail et de ses culées, parallèlement à leurs emplacements définitifs, à environ 27 mètres
- mise à leur emplacement définitif, au cours d'une seule opération d'interruption des circulations ferroviaires, par le procédé d'AUTO-RIPAGE® breveté par J.M. Beauthier.

2. Caractéristiques principales de l'ouvrage

L'ouvrage d'une longueur totale d'environ 100 m est constitué

2.1 – par un tablier isostatique de type « caisson en béton précontraint » (variante entreprise) mécaniquement droit et d'une hauteur constante de 4.80 m ; le hourdis supérieur d'une largeur de 10 mètres porte les deux voies ballastées SNCF. D'une portée de 61 mètres, le caisson repose, par l'intermédiaire d'appareils d'appui à pot, sur 2 culées ; la précontrainte intérieure est constituée par 15 câbles 31 T 15 SEEE ; il a été prévu des dispositifs permettant d'ajouter une précontrainte additionnelle éventuelle future, avec deux câbles extérieurs.

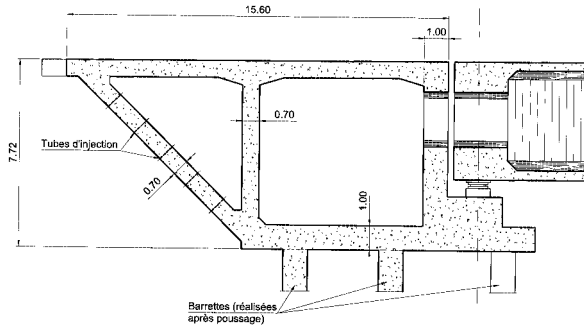


◀ Plan de situation.

◀ Coupe transversale à mi-portée.

► Coupe sur culée-cadre.

►► Culée en cours d'exécution.



2.2 - de deux culées formant un cadre fermé à deux travées et trois piédroits :

- deux piédroits verticaux, avec massif d'appui pour le tablier, entre lesquels se fait le passage des piétons
- un piédroit arrière, situé côté terre, incliné à 45 degrés pour coller au maximum au talus terrassé à 1 pour 1, pendant la coupure de circulation des trains, et réduire au minimum la durée des opérations de remblaiement après ripage de l'ouvrage.

La largeur de la traverse supérieure des culées portant les 2 voies ballastées est de :

- 10 m pour la culée côté Paris
- 12 m pour la culée côté Le Havre en vue de la création de quais pour une halte voyageurs future.



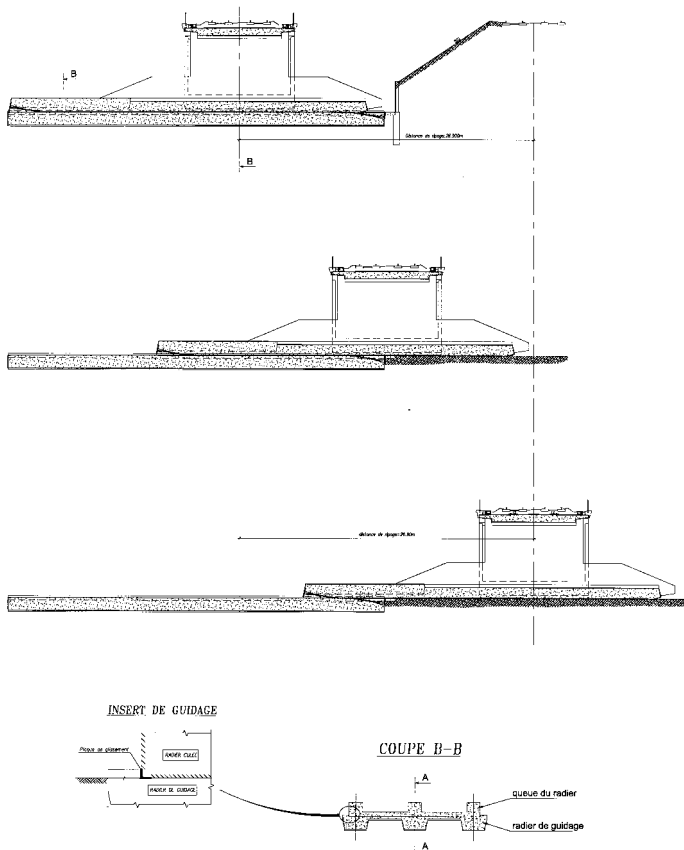
L'ensemble, piédroits - radier - traverse supérieure, forme ainsi un ouvrage rigide lors du ripage.

En phase définitive, après ripage, seront réalisées les fondations profondes, dues à la présence à moyenne profondeur de sols de caractéristiques médiocres à fort tassement secondaire. Pour cela, des réservations, remplies d'un béton maigre, ont été prévues dans le radier. Après ripage et démolition des bétons maigres, seront forées les barrettes d'une longueur de 20 m à l'aide d'un matériel spécifique de faible hauteur.

Principales dates :

- OS fin septembre 1999 ;
- Ripage fin août 2000 ;
- Fin des travaux : mi-décembre 2000.

► Culée côté Paris.



3. Méthode de l'autoripage®

La technique développée par JMB Méthodes permet de déplacer un ouvrage dans sa totalité, de son aire de préfabrication située à côté des voies à franchir jusqu'à son emplacement définitif sous les voies, en limitant la coupure de circulation des voies pendant la durée d'un week-end, y compris les terrassements sous voies.

Il s'agit de riper simultanément les 2 culées totalement indépendantes, et portant le tablier équipé partiellement, par interposition d'un coulis particulier de bentonite, réduisant les frottements, entre les radiers des culées et le sol.

Pendant le ripage, le poids total de l'ouvrage était d'environ 6500 tonnes, c'est à dire l'ouvrage le plus lourd ripé à ce jour avec cette méthode.

Les 2 culées cadres ont été réalisées, chacune, sur un radier de guidage qui a pour but de guider la culée cadre pendant son ripage longitudinal et de servir d'ancrage aux câbles de traction.

Chaque radier de guidage est constitué par une dalle en béton armé parfaitement plane (tolé-



◀◀ Systèmes de ripage.

◀ Culée en cours de ripage.
Vue côté voies.

rance 3 mm sous la règle de 3 m) et raidie en grande partie par 3 nervures fondées sur barrettes, ces dernières devant reprendre l'effort maximal de ripage lorsque l'ouvrage avance ; la dalle est munie latéralement de murets de guidage en béton armé renforcés par plats métalliques, destinés à maintenir la structure dans la bonne trajectoire lorsque la culée quitte son aire de préfabrication et translate directement sur le sol.

En partie arrière, la queue nervurée des radiers de culée permet d'assurer la mise en traction des câbles de ripage, ancrés sur la partie avant du radier de guidage, par 3 vérins fixés sur les nervures. Ces câbles sont positionnés en sous-face du radier de la culée, au contact avec le radier de guidage. Pour chaque culée, il a été prévu 3 câbles 55T15S, mis en tension par des vérins VSL, chacun pouvant travailler à 500 t en ELS et 700 t en ELU.

Les radiers des culées ont été conçus de façon à centrer la résultante des charges sur ces radiers en cours de ripage en vue d'obtenir des contraintes au sol sous radier les plus uniformes et faibles possibles ; la géométrie retenue a permis de limiter la contrainte au sol à une valeur sensiblement égale au poids des terres à enlever, ce qui permettrait de limiter les terrassements en phase provisoire.

Le ripage des culées, sur lesquelles reposait le tablier de manière isostatique, s'est fait de manière simultanée de façon à réduire au maximum les efforts secondaires dus au ripage ; il a été décidé d'assurer l'indépendance des culées en évitant tout point fixe entre culées et tablier ; en particulier les appareils d'appui provisoires ont été réduits à 3 avec 1 appui fixe sur une culée et 2 appuis mobiles sur l'autre culée, de façon à annuler les moments de torsion pouvant se développer dans le caisson et accepter des déplacements longitudinaux entre tablier et

culées ; par contre le déplacement latéral entre le tablier et les culées a été réduit à un jeu de quelques millimètres par des palées provisoires en béton armé liaisonnées par précontrainte au radier et aux piédroits raidissant le radier. Ces palées sont situées de part et d'autre des entretoises d'about du tablier et reprennent, par l'intermédiaire d'appuis néoprènes pratiquement verticaux, les efforts horizontaux éventuels générés par le tablier sous les à-coups dynamiques lors du ripage.

Dans le but de mieux connaître ces efforts dynamiques, tablier et culées ont été équipés d'accéléromètres et, en complément pour le tablier, de jauges de déformation permettant de déterminer les contraintes dynamiques complémentaires en cours de ripage.

Pour réduire le frottement du radier des culées, une injection d'un coulis de bentonite, amélioré par micro-billes, facilite le glissement de celui-ci sur le radier de guidage puis sur le sol ; après ripage, le coulis de bentonite est chassé par une injection d'un coulis de ciment assurant le contact définitif entre radiers et sol.

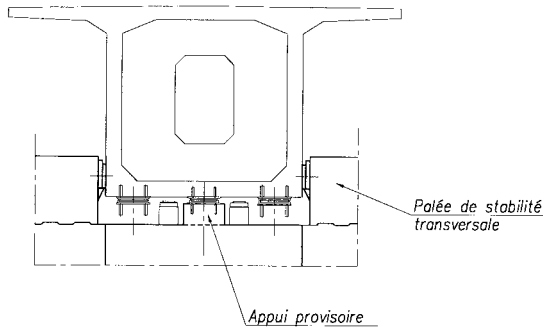
4. Conditions de calculs pendant la phase de ripage

Deux situations, en accord avec la SNCF, ont été envisagées pour dimensionner les éléments pendant la phase de ripage

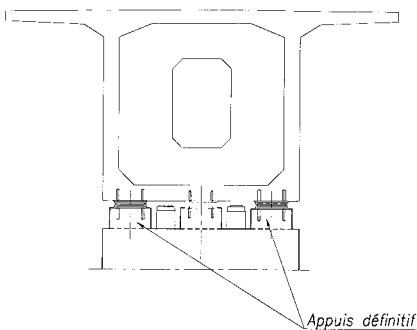
- une situation « normale » en considérant une lubrification correcte et continue sous chaque radier, avec un coefficient de frottement de 15 % ; les structures sont dimensionnées pour reprendre les efforts de traction d'environ 3 fois l'effort ainsi calculé
- une situation « ultime » en considérant une panne de lubrification avec un coefficient de

► Système d'appuis provisoires.

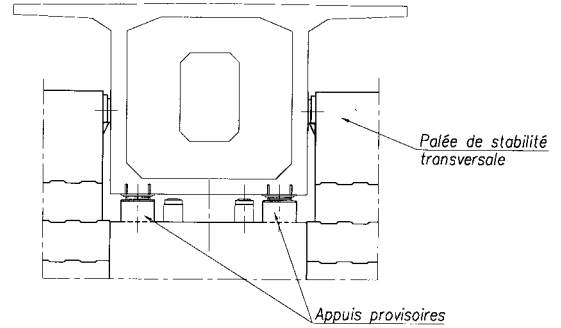
-COTE PARIS-
RIPAGE



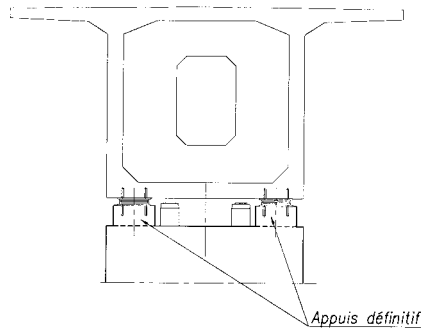
DEFINITIF



-COTE LE HAVRE-
RIPAGE



DEFINITIF



frottement d'environ 63 % ; les câbles sont dimensionnés pour reprendre ces efforts de traction avec un coefficient de sécurité de 1.33.

L'autoripage pouvant développer des efforts complémentaires parasites, il en a été tenu compte dans le dimensionnement :

- des murs latéraux de guidage et des parties arrières en porte à faux du radier des culées (effet de coincement du radier suite à une mise en travers du radier pendant son ripage).
- de la partie avant du radier de guidage (effort vertical entraîné par une plongée éventuelle des culées-cadre en sortie de radier)

5. Analyse des risques

L'analyse des risques menée par le groupement d'entreprises a porté sur un certain nombre de points tels que :

- planimétrie du radier de préfabrication
- parallélisme des murs latéraux de guidage des radiers
- planification des travaux pour le ripage, en particulier pour le terrassement (15000 m3

avec un ouvrage en centre ville, des accès difficiles, un délai court pendant un week-end,...)

- suivi de l'ouvrage en vue de maîtriser les éventuelles déviations des culées au cours du ripage
- tassement et stabilité en phase de ripage

Pour ce dernier point, le groupement a demandé à la société Terrasol de vérifier la stabilité du terrain sous efforts horizontaux et verticaux pendant la phase de poussage.

Les études menées par Terrasol ont montré :

- que les terrains côté culée Le Havre, du fait de l'existence de la plate forme TEOR servant d'accès réalisé en vue des terrassements, étaient stables avec des coefficients de sécurité aux grands glissements suffisants,
- qu'il était nécessaire de renforcer les talus culée Paris côté sud (opposé à la plate forme de ripage) par des tirants précontraints pour faire remonter le coefficient de sécurité aux grands glissements (sous effort de ripage maximal),
- qu'il était nécessaire d'améliorer les caractéristiques du terrain en place (absence hété-

rogène de matrice dans les remblais, risque d'attrition des blocs) d'où mise en œuvre de moyens de compactage des plates-formes, juste avant le ripage.

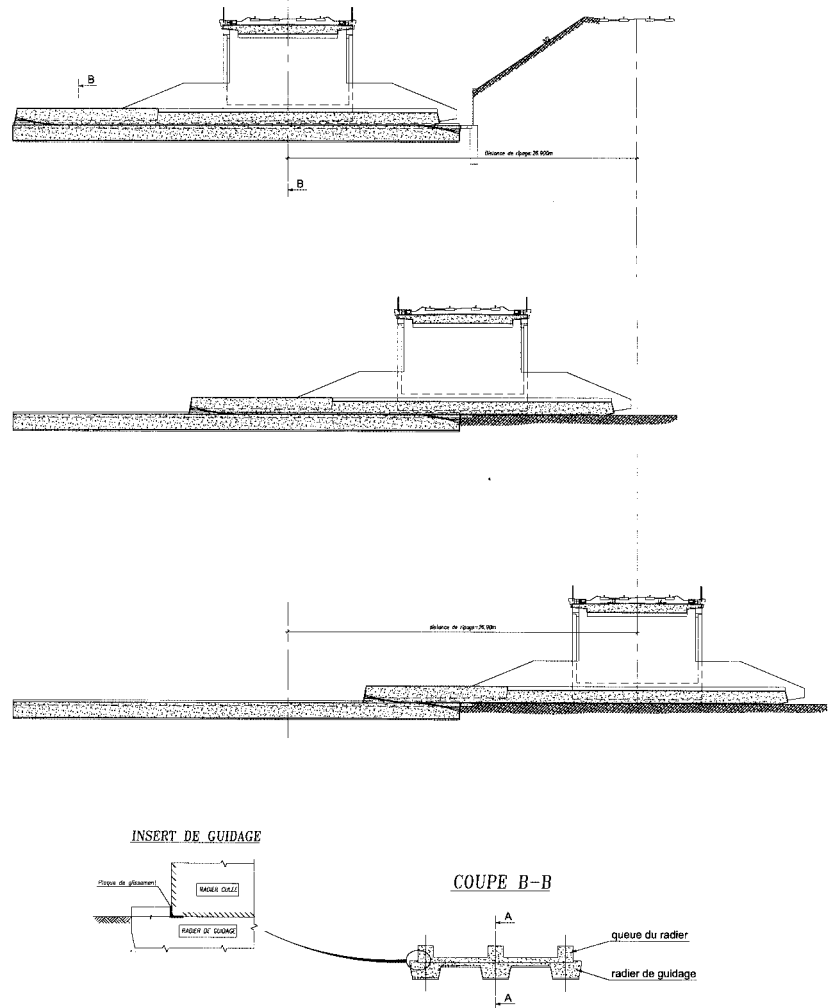
L'analyse a conduit à mettre en œuvre un certain nombre d'actions de prévention et de contrôle pour la phase de ripage, en particulier :

- des plans qualité poussés des différents participants,
- un contrôle précis de la position des inserts de guidage, en alignement, en rectitude et en parallélisme,
- des essais de pré-ripage quelques jours avant le ripage,
- des moyens multiples autres :
 - 4 télémètres laser
 - 2 cibles avec caméras
 - 2 podomètres avec caméras
 - commandes et contrôles centralisés dans un bungalow
 - moyens topographiques classiques avec 2 géomètres
 - contrôle et suivi visuel des déplacements différentiels entre tablier et culées
 - accéléromètres sur culées
 - accéléromètres sur tablier
 - jauges de déformation sur tablier (cordes optiques)
- une définition de seuils d'alerte et d'alarme pour les efforts développés par chaque vérin, pour les écarts de positionnement avec la trajectoire idéale et pour les variations de contraintes dans le tablier sous les à coups.

Les précautions prises ont permis de mettre le tablier à sa place définitive dans les tolérances requises par la SNCF.

6. Phasage des travaux

- dépose voies / caténaïres par la SNCF : durée environ 6 h en totalité
- terrassement du remblai (environ 15 000 m³) sous voies SNCF, au droit de l'emplacement définitif des culées et partiellement au droit du tablier, et ce par la plate forme routière côté sud réalisée avant le ripage sur le tracé TEOR : durée d'environ 23 h
- compactage des plates-formes de ripage
- ripage de l'ouvrage : durée d'environ 10 h



- ▲ Culée côté Paris.
- ◀ Poste de pilotage.



▲ A gauche :
Ouvrage en cours de ripage.
A droite :
Ouvrage en fin de ripage.

- travaux complémentaires entreprise (mise en place des appareils d'appui définitifs, réalisation des bossages d'appui en sous-œuvre, joints de ballast, remplissage des vides entre terrain et piédroits inclinés des culées, remblais latéraux, ...) : durée d'environ 15 h
- travaux SNCF (pose et réglage des voies aux extrémités, caténaires, ballastage, ...) : durée 18 h

La circulation des trains, interrompue le vendredi 25 août à 23 h 45, a été rétablie le lundi 28 août à 15 h 30 soit en moins des 64 heures prévues.

Restent à réaliser actuellement :

- les fondations définitives sous culées
- la démolition des ouvrages provisoires de ripage (radier de guidage, queue arrière)
- les terrassements définitifs de la plate forme pour TEOR sous le tablier et évacuation des déblais de l'autoripage

7. Difficultés rencontrées pendant le ripage

Le terrain s'est révélé beaucoup plus hétérogène que prévu, avec en particulier, côté culée Le Havre, la présence de gros blocs de silex et un terrain plus ouvert avec perte de bentonite ; de ce fait il a été nécessaire de fortement augmenter les efforts de traction pour cette culée (environ le triple des efforts constatés sur l'autre culée). Néanmoins les efforts sont restés inférieurs à ceux retenus. Les tassements sont restés dans les tolérances prévues.

8. Les principaux intervenants sur chantier

Financeur :

Communauté de l'Agglomération Rouennaise

Maîtrise d'ouvrage :

Réseau Ferré de France

Maîtrise d'ouvrage déléguée :

SNCF – Direction Déléguée Infrastructure (région de Rouen)

Maîtrise d'œuvre :

SNCF – EVEN porte Océane Le Havre

Concepteur de l'Autoripage® :

JMB Méthodes

Entreprises Générales :

Groupement Quille (mandataire)
GTM Construction

Bureau d'Etudes :

Direction Technique QUILLE

Fondations profondes :

SOLETANCHE - BACHY

Mise en place par Autoripage :

VSL France

Précontrainte tablier et radier des culées :

GTM Construction

Terrassements :

GUINTOLI (Générale Routière)

Armatures :

S.A.M.T.

Béton prêt à l'emploi :

Béton de France

J.-C. FERTE ■

Jean-Claude FERTE

Entreprise QUILLE
Tel : 02 35 14 48 48

Dans quel but innover aujourd'hui ?

Malheureusement, les Maîtres d'Ouvrages reculent souvent dès que la simple formule " innovation " est prononcée. Ce réflexe est explicable, car ce sont souvent les innovations du passé qui causent aujourd'hui les problèmes de maintenance les plus graves. En effet lorsque le trafic routier est là, il devient difficile de l'interrompre, et alors extrêmement coûteux d'intervenir.

Sur ce pont ci, on ne peut plus élargir la dalle orthotrope dont les aciers difficilement soudables présentent toujours la forte teneur en carbone qui a permis de gagner à la construction quelques " kilos par mm²". Pour ce pont là, des chercheurs s'efforcent de mettre au point les robots qui iront visiter la précontrainte extérieure, car personne ne se risque plus à pénétrer dans un caisson où les câbles mal injectés fouettent lorsqu'ils se rompent.

L'innovation doit donc aujourd'hui prouver au Maître d'Ouvrage qu'il ne signe pas un contrat infernal, à la suite duquel une économie marginale lors de la construction va causer de lourdes dépenses d'entretien et de réparations ultérieures.

Le PS13 qui est présenté dans l'article qui suit est innovant à de multiples titres, et c'est pourquoi il a fait l'objet, dans le cadre de la Charte Innovation, d'un examen attentif auquel le SETRA et le LCPC ont été associés.

Ce qui distingue les nouveautés techniques du PS13, c'est qu'elles apportent des réponses pertinentes en ce qui concerne un passage supérieur, aux problèmes légitimes d'un gestionnaire d'autoroute.

Ce dernier cherche en effet à :

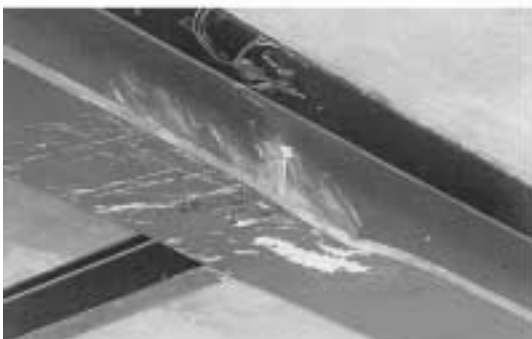
- **Limiter les risques de chantier lors de la construction**, en particulier au-dessus des voies en circulation. L'Entreprise a recours dans ce but à la préfabrication, tant pour la charpente que pour la dalle.
- **Limiter le risque lié au choc de véhicules hors gabarit sur le tablier.** Même s'il ne fait pas la une des publications techniques comme aux USA, ce risque existe aussi en France, comme cela a été souligné dans le cadre de la définition du projet national de recherche MIKTI.

Les professionnels de la construction métallique s'associent dans le projet MIKTI avec ceux du béton, le SETRA, la SNCF, le LCPC et la recherche



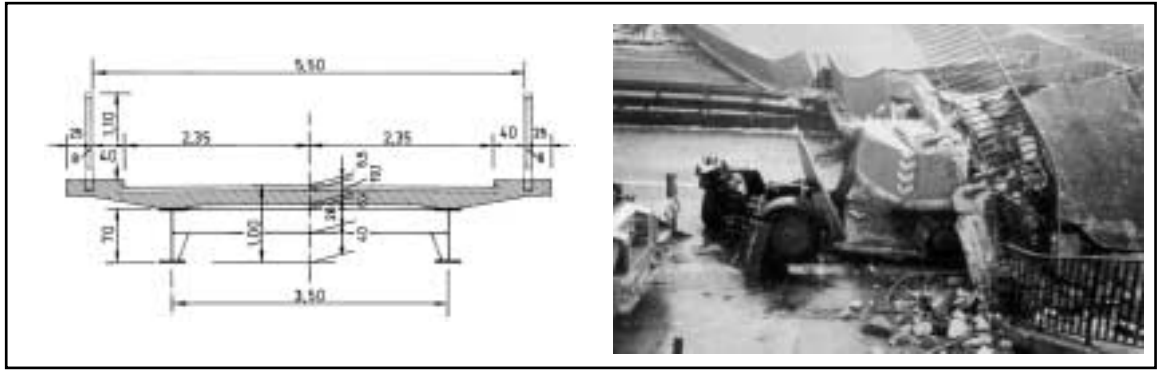
◀◀ Illustration d'une revue américaine.

◀ Exemple d'impact sur une poutre (photo IQOA).

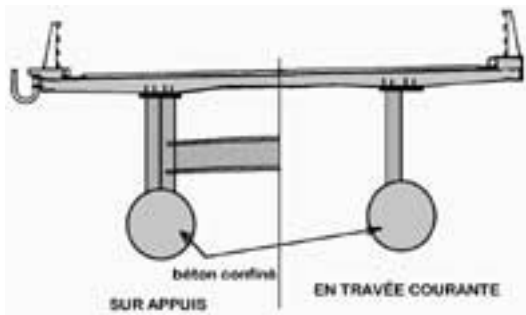


◀ Autres exemples d'impact (photo CETE de l'Ouest).

► Accident grave survenu à l'étranger (bipoutre non connecté à sa dalle).

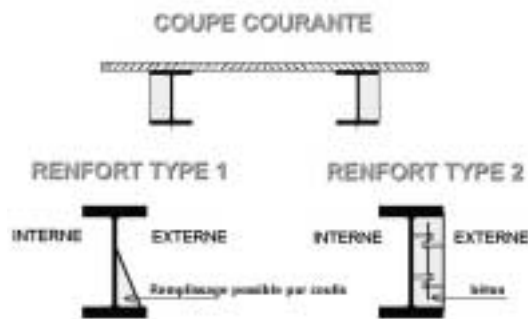


universitaire, pour promouvoir et orienter les innovations relatives à la construction en ossature mixte acier-béton. Plusieurs thèmes de recherche sont recensés, notamment les problèmes du comportement et de l'exécution de la dalle, de la connexion, de l'utilisation des tubes, et de la redondance vis-à-vis des risques de rupture fragile. Le projet MIKTI vient de recevoir le label du Réseau Génie Civil et Urbain (RGC&U).



► Exemple d'amélioration du bipoutre proposée dans le cadre de Mikti.

Le bipoutre traditionnel doit être amélioré vis-à-vis du problème des chocs de véhicules hors gabarit, car son manque de redondance est sinon manifeste. La solution réalisée avec le PS13 est proche de certaines solutions proposées dans le cadre de MIKTI, elle consiste à exposer aux chocs une poutre-caisson remplie de béton comme sur les schémas suivants :



À titre indicatif, l'intensité statique équivalente du choc, prise en compte au PS13 est de 1 MN, toute pondération d'ELU comprise.

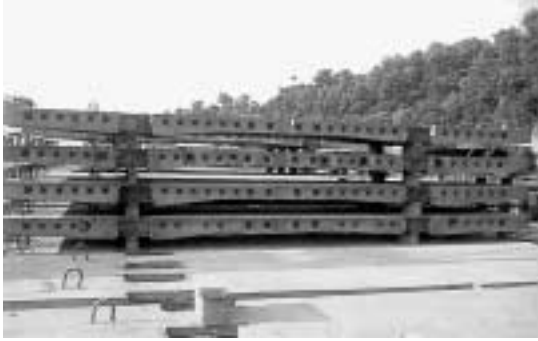
Le gestionnaire d'autoroute cherche aussi à :

- **Reprendre si besoin est des charges d'exploitation lourdes** et excentrées. Grâce à une morphologie en caissons indéformables, qui augmente la raideur propre de torsion, le bipoutre ainsi amélioré résiste mieux aux charges de la première classe de l'Eurocode 1 - DAN.
- **Augmenter la durabilité en fatigue.** Les détails qui réduisent le classement en endurance ont disparu, grâce à la suppression des entretoises intermédiaires.
- **Diminuer les coûts de maintenance.** La suppression des entretoises permet de plus d'éviter les pièges à eau locaux sur les membrures inférieures. En réduisant enfin les surfaces les plus difficiles à repeindre, elle participe encore à la réduction des frais de maintenance.
- **Augmenter la durabilité de la dalle.** Elle est ici composée d'éléments préfabriqués à joints conjugués collés. Grâce à l'absence de tout béton de deuxième phase, il devient possible de mettre en œuvre du BHP sur une dalle de pont mixte sans craindre les effets du fluage et du retrait.

La pertinence de ce dernier point s'appuie principalement sur une expérience antérieure. En 1988, la technique des éléments préfabriqués assemblés par précontrainte sur de simples joints collés, soigneusement fabriqués avec des clefs, avait déjà fait l'objet d'une première réalisation expérimentale à Manosque sur l'autoroute A 51 du réseau ESCOTA.



►► Vue de l'ouvrage.



◀ Scènes de la construction.

Les ouvrages réalisés sont deux tabliers indépendants en bipoutre qui portent une chaussée autoroutière. Leur portée maximale est d'un peu plus de 50 mètres, pour une longueur totale d'environ 160 mètres en quatre travées.

Cette expérience est demeurée peu connue, bien qu'elle ait donné lieu à quelques publications : revue *Ouvrages d'Art* n°4 de juillet 1988, et Congrès IABSE de Bruxelles en 1990. Dans son article général de 1992 sur les ponts mixtes pour la revue *Ponts Métalliques* de l'OTUA, M. Virlogeux a cité le pont de Manosque. Mais il manquait encore de recul dans le temps pour se prononcer sur la durabilité du procédé.

Les inspections détaillées pratiquées pour ESCOTA en 1995 par le L.R.P.C. d'Aix-en Provence, et les visites plus récentes permettent de constater l'absence de toute fissuration transversale de la dalle précontrainte du pont mixte. L'état des joints de clavage demeure également tout à fait satisfaisant. La précontrainte a en effet été dimensionnée pour que le béton reste comprimé en service, malgré les effets défavorables du poids des superstructures, des charges d'exploitation et du vieillissement du béton. Cette

absence de fissuration est bien sûr aussi très favorable, en ce qui concerne la fatigue dans les membrures supérieures.

Dans le cas du PS13, les joints sont conjugués, c'est à dire que le chant de l'élément préfabriqué précédent sert de coffrage pour couler l'élément suivant.

Cette méthode de fabrication évite le ragréage des joints imparfaits et améliore encore la qualité, par rapport à l'expérience de Manosque.

Les innovations du PS13 tendent bien toutes à augmenter la durabilité de l'ouvrage. Sa conception est de plus orientée en vue d'une mise en œuvre au-dessus d'une voie circulée. Grâce à la préfabrication la construction ne nécessitera dans ce cas que des coupures réduites du trafic. Il sera donc possible de les programmer, en réduisant ainsi les risques qu'un chantier peut sinon faire courir aux usagers.

Sécurité lors de la construction, et durabilité fonctionnelle : voilà le sens dans lequel l'ouvrage présenté fait, sans concession aux modes, avancer l'innovation. C'est le sens de la qualité.

J. BERTHELLEMY ■

PS Mixte en BHP à connexion différée. Le PS 13 sur A85

1. Contexte de l'opération

Suite à un appel d'idées lancé en juin 1997 dans le cadre de la Charte Innovation Ouvrages d'Art passée entre la Direction des Routes et Cofiroute, le dossier "PS mixtes BHP" proposé par les sociétés GTM Construction et Dumez-GTM a été retenu par le comité de pilotage.

La gamme d'ouvrages qui est proposée apporte une réponse globale à plusieurs principes appliqués aux ponts mixtes :

- standardiser et simplifier la charpente métallique,
- limiter au maximum l'intensité de la fissuration du hourdis,
- permettre une réalisation avec le minimum d'interférence sur la circulation des voies à franchir, ou limiter l'interface avec les terrassements pour des chantiers de type autoroutier (TOARC).

Cofiroute, en concertation avec SCAO maître d'œuvre de l'opération, a désiré tester ce nouveau type d'ouvrage sur son réseau afin d'évaluer de façon rigoureuse ses caractéristiques de construction, de résistance et d'entretien.

Dans le cadre de la Charte, le Setra a encadré le développement de cette innovation et son expérimentation sur chantier, objet de cet article.



► Vue générale.

2. Caractéristiques de l'ouvrage

■ Généralités

L'ouvrage est situé sur un tronçon de l'Autoroute A85 actuellement en construction entre Villefranche-sur-Cher et Theillay dans le département du Loir-et-Cher. C'est un PS classique à deux travées de 17,70 m et 19,80 m. En plan, l'ouvrage est rectiligne et présente un biais de 90 grades. Son profil en long est parabolique avec un rayon de 2000 m.

■ Les appuis

Les fondations sont de type superficielles. Le béton des culées et de la semelle de pile est un B30. Le fût de pile architecturé coulé en pleine hauteur est en BHP B80, béton identique à celui du hourdis ; ceci permettra notamment de suivre la durabilité vis-à-vis des sels de déverglaçage.

■ Coupe transversale

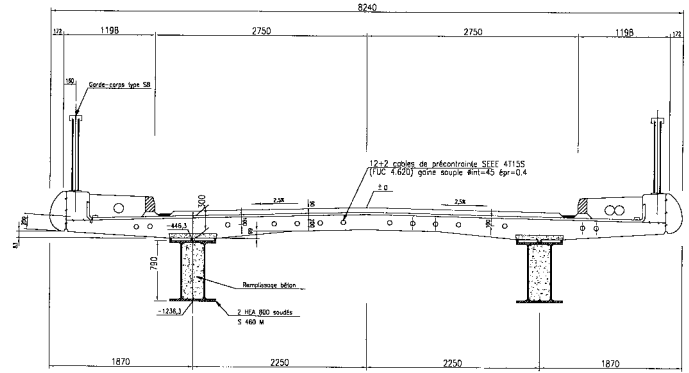
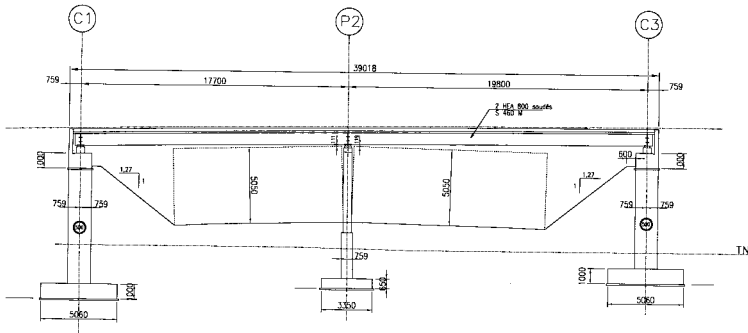
L'ouvrage comporte deux voies de circulation de 2,75 m et deux trottoirs de 1 m.

Le tablier est un bi-caisson épuré. Chaque caisson est formé de deux profilés laminés HEA800 de 790 mm de hauteur en acier S460M accolés par soudure au niveau des semelles supérieures et inférieures. La charpente métallique supporte une dalle en BHP B80 de 8,24 m de largeur et d'épaisseur variant de 300 mm au droit des caissons à 200 mm au centre.

■ L'ossature métallique

L'utilisation de profilés laminés et la suppression quasi-totale des entretoisements a permis une simplification quasi-maximale de la charpente.

Les profilés des caissons ont été laminés et soudés dans les usines de ProfilArbed. Après réalisation d'un chanfrein de 10 mm de profondeur sur les semelles des profilés, une soudure longitudinale à pénétration partielle a été réalisée en alternant partie supérieure et inférieure pour limiter les déformations puis meulée en face supérieure. Les cordons ont été dimensionnés par le cisaillement de torsion dû à un



choc de véhicule hors-gabarit au niveau des semelles inférieures.

Le contrefléchage a ensuite été réalisé à froid à l'aide d'une presse horizontale de capacité 450 tonnes.

Les entretoises sont des profilés en U boulonnés et sont situées uniquement sur appuis pour permettre le respect de l'écartement des poutres lors du montage et un vérinage de l'ouvrage en exploitation par le biais de corbeaux excentrés transversalement et soudés sur les caissons. Toutes les platines d'appuis métalliques ont été collées avec une résine époxy sur les semelles inférieures pour ne pas réduire l'endurance en fatigue.

Le traitement de surface comporte un grenailage et l'application de trois couches de peinture appliquées en atelier.

■ Le hourdis préfabriqué

Le hourdis est composé de 18 éléments de dalle en BHP B80 à fumées de silice de 2,20 m de longueur, de 12 tonnes environ et d'épaisseur moyenne 22 cm. Des réservations individuelles



▲ A gauche : Coupe longitudinale.

▲ A droite : Coupe transversale.

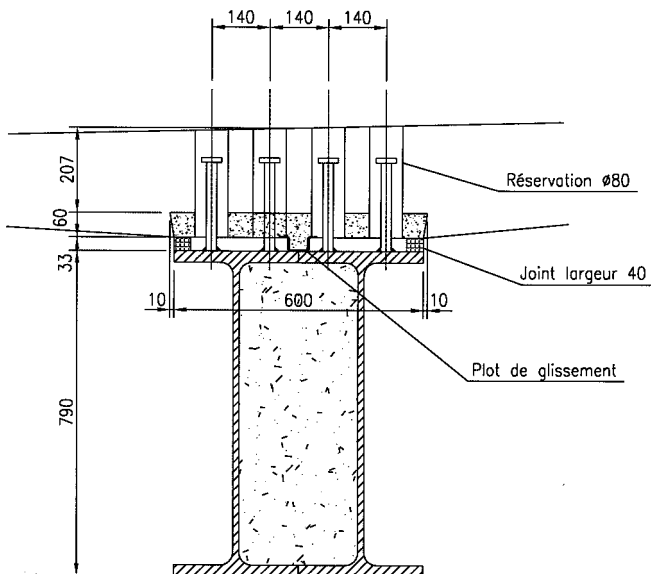
◀ Vue générale de la charpente.

de diamètre 80 mm sont prévues dans les dalles aux emplacements des goujons afin d'effectuer la connexion différée avec les caissons. Chaque élément est conjugué avec l'élément voisin sur le banc de préfabrication. Les joints conjugués sont collés et comportent 5 clés assurant la transmission des cisaillements d'un élément à l'autre.

L'appui temporaire du hourdis sur la charpente est réalisé à l'aide de 3 profilés Ω en acier ponctuels à coefficient de frottement réduit insérés en sous-face sur le banc de préfabrication.

La compression de la dalle est assurée par une précontrainte longitudinale filante évidemment intérieure au béton. Elle est composée de 12 câbles 4T15s injectés au coulis de ciment, mise en œuvre avant toute connexion à la charpente. Un joint torique comprimé est disposé au droit de chaque passage de câble dans toutes les sections de jonction entre 2 éléments.

Outre une mise en place rapide, l'utilisation de ce type de hourdis préfabriqué et précontraint permet la suppression de toute fissuration de la dalle en service et une réduction maximale des effets du retrait thermique et du retrait endogène. Le choix s'est porté sur un B80 à fumées de silice afin d'assurer une meilleure durabilité de la dalle (compacité accrue) et une limitation des pertes différées par fluage et donc une redistribution très faible de la précontrainte



◀ Détail de la connexion.

► Soudage d'un connecteur.



dans la charpente. Il a été préféré à un BHP de résistance caractéristique un peu plus faible également envisageable afin d'assurer une meilleure tenue aux cycles gel-dégel, sans adjonction d'entraîneur d'air à la formulation.

3. Calculs et détails constructifs

■ La connexion différée

Elle a été réalisée selon le principe de connexion breveté par GTM qui permet le soudage des goujons dans des réservations individuelles après pose du hourdis à l'aide d'un pistolet à rallonge et qui assure une répartition optimale des connecteurs (pas de poches ni de concentration de goujons). Toutes les options de pose et de réglage des dalles préfabriquées sont ainsi envisageables: grutage, ripage ou lançage avec la charpente. Des essais et une mise en oeuvre précédente sur un pont sur l'Yonne avaient permis de valider cette technique et l'efficacité de la connexion après remplissage du béton de deuxième phase.

Du fait de la raideur en torsion des poutres maîtresses, les connecteurs sont sollicités par un effort de traction directe en plus du cisaillement lors d'une flexion transversale du hourdis. Ils ont donc été vérifiés à l'aide d'une loi d'interaction traction-cisaillement définie dans la revue "Construction Métallique n° 1 - 1980".

■ Le comportement du hourdis

Une chaîne de calculs modulable établie par le bureau d'études de Dumez-GTM sur la base du programme ST1 intégrant un modèle en poutre échelle a permis d'étudier de façon précise le comportement du hourdis. Une fourchette de $\pm 30\%$ sur l'amplitude des déformations différées de fluage du béton a été prise en compte conformément aux recommandations sur les BHP.

L'absence d'éléments d'entretoisement sur la charpente a également conduit à examiner en détail la flexion transversale de la dalle par un modèle global aux éléments finis effectué avec le programme Hercule.

Ce modèle a aussi permis de s'assurer de la non-ouverture des joints entre éléments préfabriqués en cumulant flexion locale et flexion longitudinale globale du hourdis.

■ La diffusion de la précontrainte

La faible épaisseur de dalle disponible pour disposer les plaques d'ancrages du procédé SEEE FUC 4T15s aux abouts et l'absence de prescriptions en terme de distance minimale au parement pour un B80 a conduit à expérimenter un élément témoin.

Un essai sur bloc d'about s'inspirant de l'agrément des procédés de précontrainte a donc été mis en oeuvre. Il n'a mis en évidence aucune fissuration de diffusion autour de l'ancrage.

■ Le remplissage des caissons

En fin de chantier, les caissons sont remplis par un béton auto-plaçant qui permet:

- l'augmentation de la raideur en torsion du tablier améliorant la répartition transversale des efforts et la robustesse d'ensemble, les poutres étant rendues indéformables,
- un raidissage du caisson et la transmission des réactions sur appuis,
- une résistance accrue de la charpente vis-à-vis des chocs de véhicules hors gabarit.

Ce remplissage demeure un poids mort faible vis-à-vis de l'ensemble des charges permanentes.

4. L'exécution des travaux

Après réalisation des appuis, les caissons ont été transportés en pleine longueur (38,80 m - 18 t chacun) par convoi SNCF puis par route et mis en place à l'aide de deux grues sans risque de déversement.



La préfabrication des éléments de hourdis a été réalisée sur un banc de préfabrication modulable conçu à l'occasion de ce chantier. Il comprend un chariot de ripage-décoffrage et un système d'appuis constitué de sphères géométriques, dont les empreintes sont moulées en sous-face des éléments lors du bétonnage. Ce procédé de centrage sphérique assure ainsi un calage très précis dans la position de conjugaison avant coulage de la dalle accolée suivante.

Après mise en cadence de l'atelier, le cycle d'une dalle courante par jour a été obtenu.

Les éléments de hourdis, auxquels les corniches ont été intégrées dès la préfabrication, ont été posés à la grue. Le calage fin par glissement sur la charpente est effectué grâce aux 3 plots d'appuis disposés en sous-face. Après application d'une colle epoxy sur les joints, l'assemblage s'est fait au moyen de deux vérins mono-torons en poste fixe à l'about, qui a permis de serrer les dalles par lot de trois.

Après mise en précontrainte complète et soudage des connecteurs, un joint néoprène est interposé entre la dalle et les poutres pour assurer l'étanchéité. Un remplissage gravitaire à l'aide d'un mortier spécial sans retrait peut alors être effectué à l'interface dalle-semelle et dans les réservations des goujons. Pour limiter l'influence du profil en long sur ce remplissage, un joint transversal avait également été disposé toutes les trois dalles lors de la pose des éléments.

Les opérations finales ont pu ensuite être effectuées :

- réalisation d'une dénivellation d'appui de 15 cm sur pile, permettant une économie de câbles,
- mise en place du reste des superstructures,
- et enfin remplissage des caissons par le béton auto-plaçant mis en oeuvre à la pompe et injecté depuis une extrémité. Des tympans spécifiques d'injection munis de pipes et d'évents permettaient d'étancher les abouts des poutres.

5. Instrumentation et suivi

Le programme de suivi comprend une instrumentation mise en place par les LRPC de Blois et Bordeaux qui a pour objectifs :

- La mesure du Navier dans deux sections de l'ouvrage équipées de 4 niveaux de jauges d'extensométrie. L'acquisition de ces données et la pesée des réactions d'appuis permet une évaluation du fluage de la dalle béton. Les relevés ont été effectués durant la construction et sont programmés à la première visite annuelle. Par ce biais, une perturbation due à une participation du béton de remplissage dans le fonctionnement en flexion pourra également être évaluée.

◀ Pose des caissons à la grue.

◀ Phase de conjugaison sur banc.

◀ Élément de hourdis.

◀ Pose du hourdis sur la charpente.

- Une mesure de la déformation dans la charpente métallique sous une charge connue au droit de l'appui C1, à l'aide de deux rosettes à 45°, avant et après bétonnage de l'intérieur des caissons.

Des sondes de température ont également été mises en place au droit des sections instrumentées afin de prendre en compte des variations du gradient thermique.

Une première exploitation des résultats effectuée par M. Lavigne du LRPC de Bordeaux a mis en évidence une bonne concordance avec le calcul des mesures faites lors de la construction et une participation du béton de remplissage dans la transmission des réactions d'appuis sur C1.

D'autre part, une étude expérimentale du comportement différé du B80 sur la base d'un essai de fluage propre et un essai de retrait endogène a également été réalisée au LCPC. Les résultats intermédiaires de fluage montrent que le modèle réglementaire AFREM pris en compte dans les calculs d'exécution donne des résultats très satisfaisants par rapport aux mesures.

Enfin, le maître d'ouvrage a prévu de remplacer les visites annuelles par des inspections détaillées complètes de l'ouvrage durant les trois premières années d'exploitation.

6. Conclusion

Les dispositions constructives adoptées sur cet ouvrage ainsi que les cadences de pose mettent en évidence une réalisation très rapide du tablier en supprimant les postes ferrailage et étaieement sur site.

De plus, l'ensemble des vérifications effectuées permettent d'envisager une très bonne durabilité de l'ouvrage et notamment du hourdis béton.

Ce type d'ouvrage semble donc particulièrement adapté à la construction d'ouvrages au dessus de voies en exploitation ou à des contraintes fortes de délais, problèmes qui se posent régulièrement aux maîtres d'œuvre.

**S. BARBAUX, J.-M. BARYLA, F. CHEVALLIER,
J. PETITJEAN, A. PIQUET ■**

► Vue de l'ouvrage terminé.



Serge BARBAUX
COFIROUTE
Tel : 02 38 79 11 00

Jean-Michel BARYLA
SCAO
Tel : 01 41 37 65 00

François CHEVALLIER
GTM CONSTRUCTION
Tel : 01 46 95 71 64

Jérôme PETITJEAN
SETRA CTOA / DGO
Tel : 01 46 11 36 64

André PIQUET
DUMEZ-GTM
Tel : 01 41 91 45 29

Réalisation d'une paroi moulée à armatures continues

1. Le contexte du projet

Dans le cadre de la charte Innovation et Ouvrage d'Art, (méthodes innovantes dans l'exécution des fondations) dont le comité de pilotage est assuré par le S.E.T.R.A, et en liaison avec la DDE92, Solétanche Bachy a réalisé une paroi moulée innovante par la mise en place d'armatures continues sur le chantier de la l'autoroute A86 à Antony. Celle ci consiste à assurer une liaison mécanique entre les panneaux au droit des joints. Cette réalisation a été financée à 50% par l'Etat et à 50% par Solétanche Bachy.

■ Rappel sur la technologie des parois moulées

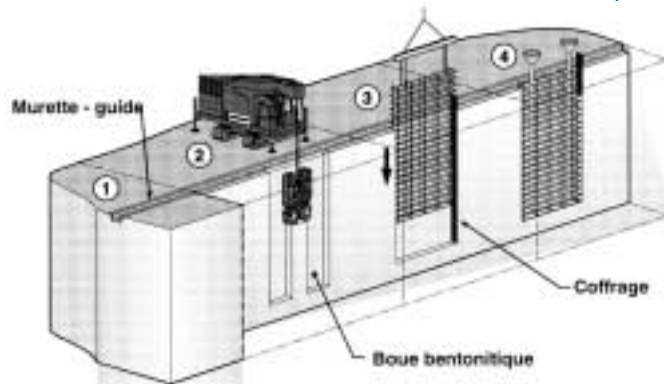
Les parois moulées sont des ouvrages enterrés dans le sol. Leur réalisation comporte trois étapes principales. Après la phase de perforation sous boue, les cages d'armatures sont descendues dans la tranchée qui est ensuite bétonnée. Le joint désigne le lieu de passage d'un panneau à l'autre. Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires :

- primaires, perforés en terrain vierge,
- secondaires, perforés entre deux panneaux primaires déjà bétonnés,
- successifs, perforés contre un seul panneau déjà bétonné.

Les profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil d'excavation on peut descendre jusqu'à 150 m. Les longueurs usuelles des panneaux sont voisines de 5 à 6 m. Les largeurs varient entre 0,50 et 1,50 m, les plus fréquentes sont 0,60 et 0,80 m.

La figure ci-dessus présente les différentes étapes de la réalisation d'une paroi moulée.

Une paroi peut assurer simultanément 3 fonctions : soutènement, portance et étanchéité. Les applications sont nombreuses, on citera notamment les tranchées couvertes (ouvrages linéaires destinés à faire passer des voies de circulation: route, autoroute, voie ferrée, métro) et les parois circulaires (puits dédiés à la collecte des eaux de pluie par exemple).



- ◀ Les différentes étapes de la réalisation d'une paroi moulée
- 1 - Réalisation de la murette-guide.
 - 2 - Panneau en cours d'excavation.
 - 3 - Mise en place des armatures.
 - 4 - Bétonnage du panneau

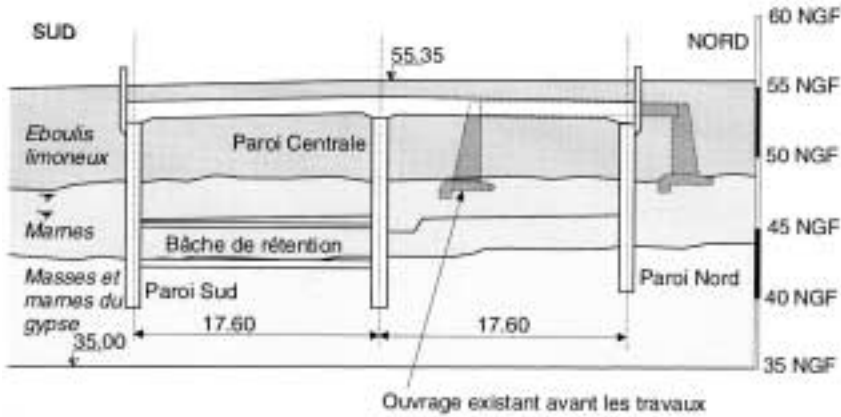
■ Les parois moulées à armatures continues

Les armatures des parois moulées traditionnelles ne présentent pas de continuité d'une cage à l'autre. Ceci est inhérent au procédé de construction. Chaque panneau d'une paroi traditionnelle est calculé indépendamment des voisins, en considérant qu'il est seulement possible de faire passer des efforts de compression à travers le joint. Les efforts de cisaillement intéressent le béton seul.

Dans les zones sismiques, l'absence de liaison entre deux panneaux successifs pose un problème de transmission d'efforts, notamment de traction et de cisaillement.

La recherche d'une réelle liaison mécanique performante de la paroi moulée au travers du joint pour des efforts de toute nature (compression, traction, cisaillement, moment fléchissant) a conduit SOLETANCHE BACHY à mettre au point un dispositif permettant d'assurer la transmission d'efforts entre des panneaux consécutifs élémentaires.

Le dispositif "parois moulées à armatures continues" consiste à solidariser les cages d'armatures positionnées de part et d'autre du joint vertical de connexion situé entre deux panneaux successifs. Le principe du procédé consiste à souder des serrures de palplanche sur des petites cages d'armatures qui s'imbriquent dans les cages principales. La continuité des panneaux est donc assurée par l'enclenchement des serrures des palplanches du panneau en cours de réalisation



▲ Coupe transversale sur le plot 26, représentation avant et après travaux

sur celles des palplanches du panneau adjacent déjà réalisé. Ce procédé est protégé par un brevet.

■ L'origine du projet

De nombreuses solutions ont été proposées ces dernières années sans apporter en général une réponse globale satisfaisante aux différents problèmes posés, notamment en ce qui concerne le comportement mécanique et les coûts de réalisation.

A l'origine, ce nouveau procédé a été mis au point afin de satisfaire les exigences parasismiques dans le cadre de la construction en Extrême-Orient, l'objectif étant de développer un procédé techniquement performant et économique.

2. Les travaux

L'objectif de l'exécution de la paroi moulée à armatures continues sur le chantier de la A86 est la validation de ce nouveau procédé de construction sur un site réel.

■ La description de l'ouvrage

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de l'opération de l'Autoroute A 86 à Antony (continuité



► Localisation de l'ouvrage, vue en plan.

►► Vue en élévation des panneaux du plot 26.

autoroutière du tube nord, dénivellation du carrefour de la Croix de Berny - RN 20/RN 186). Le chantier réalisé par Solétanche Bachy est l'exécution d'une partie du tube sud : la paroi centrale et la paroi sud destinées à la réalisation d'une tranchée ouverte de 120 m de long. La figure ci-contre présente une coupe transversale du site avant travaux et après l'exécution de l'autoroute A86.

Ce chantier comporte plusieurs plots. La mise en place d'armatures continues a été réalisée sur la paroi centrale du plot 26 en septembre 1999.

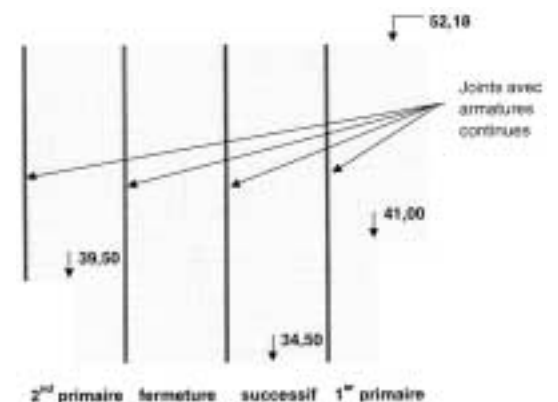
La réalisation de cet essai a permis de tester l'enclenchement de serrures constituées par le rabotage de deux palplanches de type Rombas. La paroi a été approfondie jusqu'à 18 m de façon à tester l'enclenchement de serrures de palplanches rabotées.

La paroi moulée à armatures continues expérimentale comprend la réalisation de quatre panneaux complets, deux primaires, un successif et un panneau de fermeture :

- 2 primaires, notés premier primaire (profondeur coté ouest : 18 m, profondeur coté est : 11 m) et second primaire (profondeur coté ouest : 12 m, profondeur coté est : 18 m),
- 1 successif (profondeur 18 m),
- 1 fermeture (profondeur 18 m).

L'approfondissement des panneaux du plot 26 impose une géométrie particulière des primaires liée à l'extraction des coffrages : les deux primaires sont dissymétriques. La figure ci-dessous présente une vue en élévation des quatre panneaux.

Les joints réalisés selon le procédé présenté ici comportent chacun deux serrures de palplanche et un joint water-stop de façon à garantir également l'étanchéité de l'ouvrage.



■ Le déroulement des travaux

Réalisation de l'ouvrage :

L'excavation de la tranchée est réalisée sous boue à l'aide d'un outil de perforation. Dans le cas du chantier de l'autoroute A86 à Antony, l'outil de perforation employé est une benne KS2. Il s'agit d'une benne hydraulique équipée d'un système de mesure et de correction de trajectoire. Lorsque l'excavation est terminée, les cages d'armatures sont descendues dans la tranchée remplie de boue.

Conception d'une cage :

Une cage d'armature complète est constituée par 2 cages de liaison sur lesquelles sont raccordées les serrures des palplanches et deux cages principales. Celles-ci sont solidarifiées par des barres en acier horizontales soudées entre ces deux cages au cours de leur mise en place dans les panneaux.

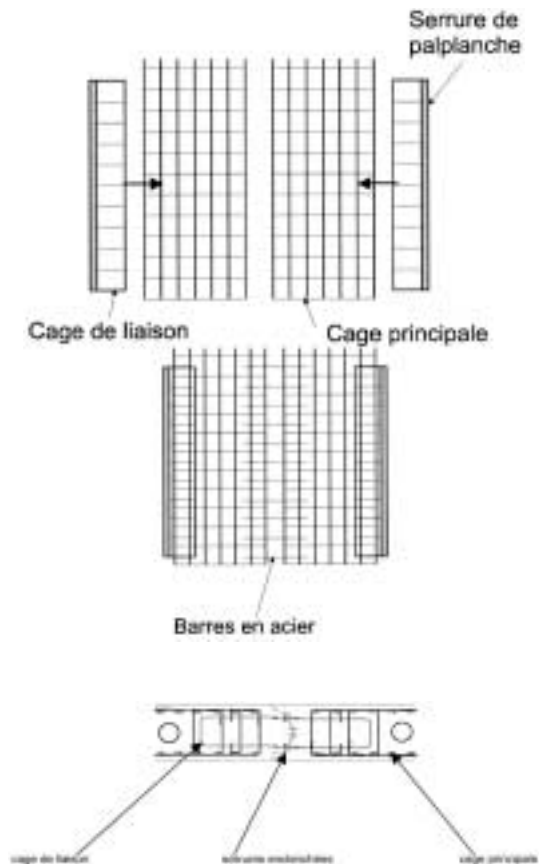
Les cages de liaison sont simplement emboîtées dans les cages principales, il n'y a pas de liaison mécanique. Grâce à ce principe, l'ensemble de la cage ainsi réalisée est doté d'une possibilité de mouvement dans le plan horizontal, indispensable pour leur mise en œuvre. L'ensemble est schématisé ci-contre.

Conception du coffrage :

La réalisation d'une paroi nécessite la mise en place d'un coffrage latéral. Un coffrage spécifique a été conçu pour la mise en œuvre dans les panneaux des armatures continues. Il comporte des moyens de protection qui empêchent le béton d'envahir les serrures. Une réservation destinée à la pose d'un joint d'étanchéité (water-stop) garantissant l'imperméabilité globale de l'ouvrage est également intégrée au coffrage. La figure ci-contre montre un joint de panneau après l'extraction du coffrage.

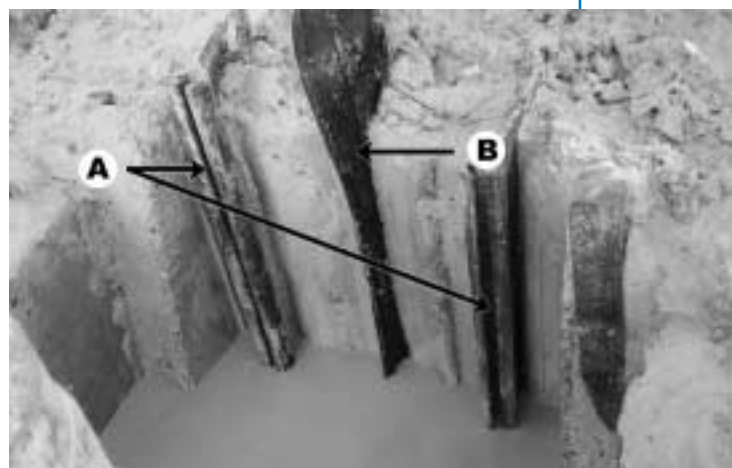
Enclenchement des serrures dans le coffrage :

Lors de la descente de la cage, la palplanche est enclenchée dans une réservation aménagée dans le coffrage. Il s'agit d'une cavité destinée à accueillir les serrures de palplanches, refermée avec des caoutchoucs dont le rôle est d'empêcher le béton d'envahir les serrures lors de l'opération de bétonnage. La capacité de mouvement latéral des cages de liaison permet aux serrures de pal-



◀ Conception d'une cage d'armatures, vue en coupe.

◀ Conception d'une cage d'armatures, vue en plan.



▲ Joint de panneau après extraction du coffrage.
A : serrures des palplanches.
B : joint water-stop.

Équipement d'un panneau :

La réalisation de parois moulées à armatures continues impose une procédure spécifique relative à l'équipement d'un panneau.

Sur le chantier de l'ouvrage de l'autoroute A86, chaque cage d'armatures devant équiper un panneau a été livrée en 4 parties comportant chacune des cages de liaison et des cages principales. Cette configuration des cages d'armatures en 4 éléments résulte de l'exiguïté de l'aire de stockage. Elle a permis de réaliser ce chantier expérimental dans une situation assez difficile.

► Opération de levage d'une demi-cage de 12 m de hauteur.

L'équipement d'un panneau comporte plusieurs étapes décrites ci après à l'issue desquelles les 4 éléments constituant la cage finale sont solidarisés les uns aux autres.

Les opérations suivantes sont réalisées :

- Descente de la première cage inférieure non enclenchée,
- Aménée de la cage supérieure au dessus de celle-ci,
- Raboutage des serrures par éclissage et liaison des aciers des deux cages,
- Poursuite de la descente,
- Les mêmes opérations sont réalisées avec deux autres cages identiques aux précédentes,
- Remontée de l'ensemble de ces 4 cages accrochées,
- Lors de la remontée, les cages de liaison sont libérées (retrait des ligatures et des aciers de manutention),

Le levage d'une demi-cage de 12 m de hauteur est représenté ci-après.



Injection des serrures :

L'espace existant entre les serrures enclenchées a été injecté avec un coulis à haute performance mécanique et sans retrait. L'injection a été réalisée grâce à des flexibles de petits diamètres équipant les serrures des panneaux secondaires. Deux points d'injection, situés à des profondeurs différentes, ont permis d'injecter l'espace millimétrique existant entre les serrures. Cette opération a pour but de solidariser les armatures de deux panneaux adjacents de sorte que la transmission des efforts soit parfaitement assurée entre les panneaux.

Les opérations d'injection dans les serrures se sont bien déroulées, les paramètres du suivi de cette opération témoignent d'un bon remplissage par le coulis.

■ Epreuves de réception : vérification de l'enclenchement des serrures

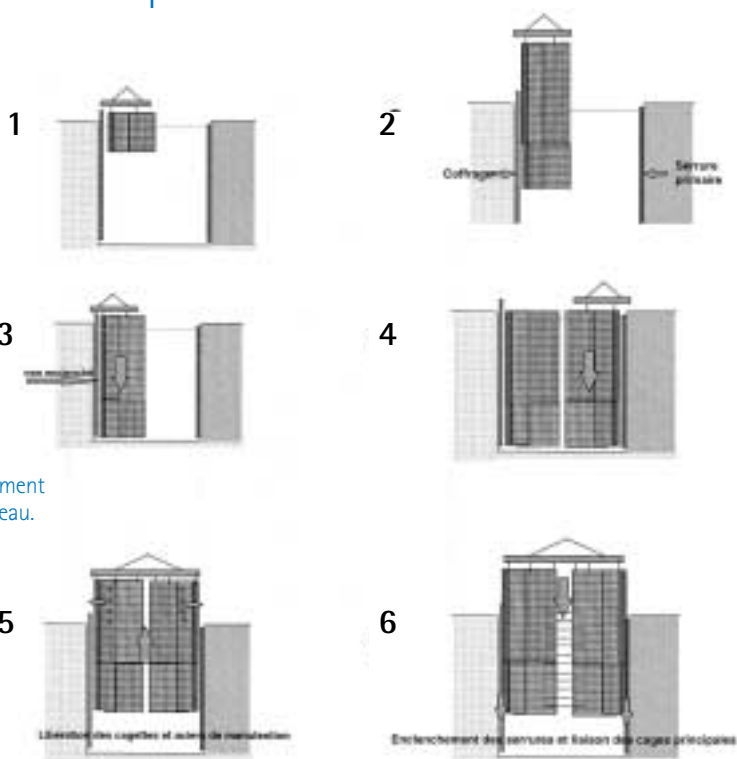
Le bon enclenchement des serrures, déjà constaté à la mise en œuvre, a été vérifié fin janvier 2000 après les terrassements et la découverte de la paroi sur une profondeur de 6,30 m.

Les contrôles suivants ont été réalisés :

- Ouverture d'une fenêtre permettant de visualiser les serrures,
- Carottages de la paroi au niveau de la serrure.

Ouverture d'une fenêtre :

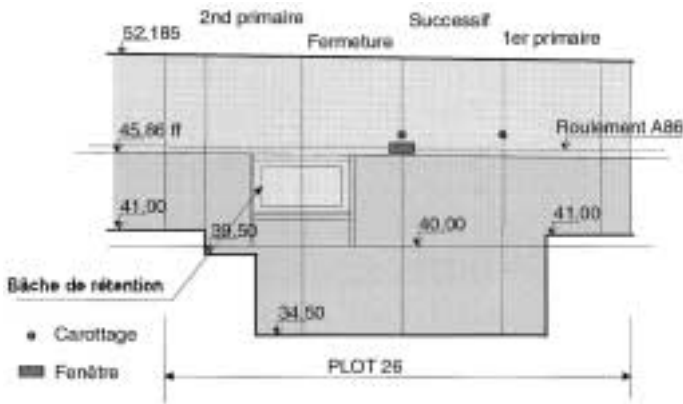
Une fenêtre de 1 m de large et 0,80 m de hauteur a été ouverte au marteau piqueur. Elle s'arrête en profondeur à la première serrure de palplanche. Sa base est située à 0,30 m du fond de la fouille, elle est localisée au niveau du joint situé entre le panneau de fermeture et le panneau successif.



► Equipement d'un panneau.

- Descente de l'ensemble des cages en enclenchant les serrures de palplanches. Au fur et à mesure de la descente, des barres en acier sont soudées entre les cages principales pour constituer une seule cage.

Des barres de liaison en acier sont soudées entre les deux cages principales d'un même panneau.



Les figures ci-après représentent la fenêtre. Elles montrent que les serrures sont parfaitement enclenchées.

Carottages de la paroi au niveau de la serrure :

Deux carottages d'un diamètre de 0,20 m ont été réalisés à 1,50 m du fond de la fouille, ils traversent la paroi au niveau des serrures. Un carottage intéresse le joint entre les panneaux fermeture /

successif, le second est situé entre les panneaux successif / premier primaire. La figure 13 présente les deux carottes. Elle montre que les serrures des palplanches sont enclenchées et que l'injection de coulis dans l'espace millimétrique existant après l'enclenchement des serrures est parfaitement réussi puisque cet espace est comblé par le coulis.

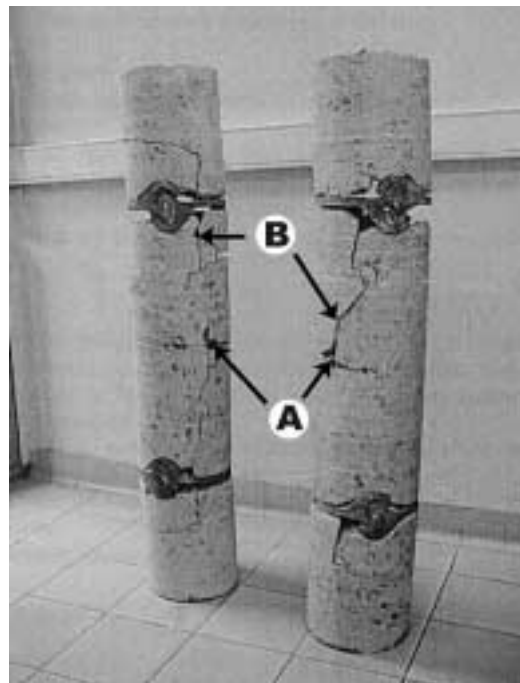
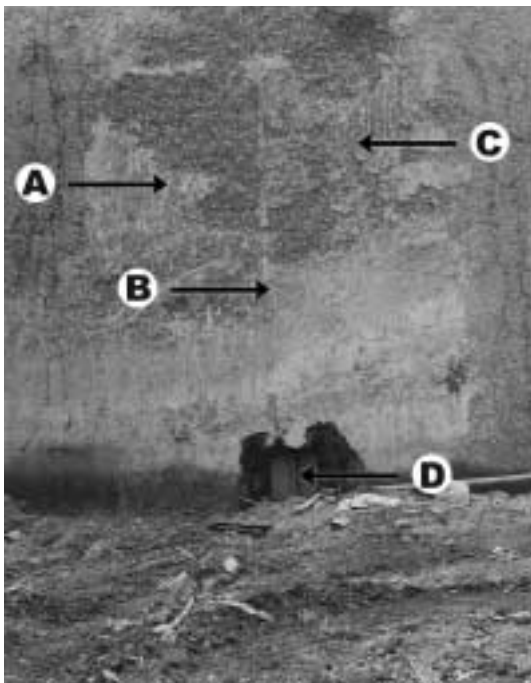
L'empreinte du coffrage est visible sur les deux carottes. Le joint d'étanchéité water-stop est présent dans les 2 cas.

3. Les applications

Une telle paroi trouve donc son application dans le cadre de la construction d'ouvrages parasismiques, mais aussi dans celui de la réalisation d'ouvrages particuliers.

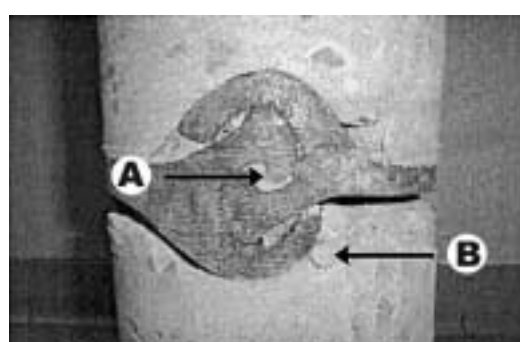
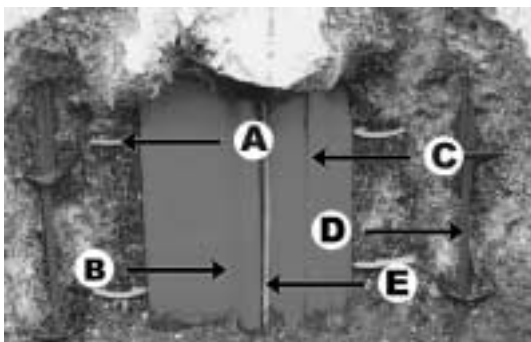
L'utilisation d'armatures continues se révèle intéressante pour la réalisation de structures tra-

◀ Localisation de la fenêtre et des carottages sur le profil de la paroi centrale.



◀ Localisation de la fenêtre.
A : fermeture
B : joint entre les 2 panneaux
C : successif
D : fenêtre

◀ Carottes réalisées à 1,50 m du fond de la fouille à travers la paroi au niveau des serrures.
A : joint water-stop
B : empreinte du coffrage



◀ Fenêtre - serrures enclenchées et acier des cages.
A : acier cage de liaison
B : serrure du panneau fermeture
C : serrure du panneau successif
D : acier cage principale
E : flexible d'injection des serrures

◀ Serrure coté sud, panneaux fermeture/successif.
A : coulis
B : flexible d'injection

vaillant directement à la traction ou travaillant en flexion, pour les fondations d'ouvrages dont le monolithisme est recherché en raison des sollicitations particulières auxquelles ils sont soumis. Cette nouvelle technique permet de transférer des tractions et des cisaillements au travers du joint permettant ainsi la reprise de moments.

Quelques autres exemples d'application sont énumérés ci dessous.

Fondations fortement sollicitées :

Certains ouvrages sont réalisés dans des environnements très particuliers qui engendrent de fortes sollicitations sur les fondations :

- Efforts horizontaux élevés (par exemple : vent sur un ouvrage de grande hauteur, ce cas est typique de la construction de tours à Hong Kong),
- Structures sensibles aux tassements différentiels,
- Fondations réalisées dans un sol constitué par des terrains caractérisés par un comportement mécanique médiocre.

Projets spécifiques :

Certains projets nécessitent la réalisation de liaisons des différents panneaux de la paroi moulée, ces liaisons peuvent être des refends ou des poutres. Dans certains cas, des puits blindés sont creusés au niveau des joints de la paroi de façon à réaliser après coup une liaison mécanique des panneaux entre eux (scellement d'armatures de liaison).

Le procédé de paroi moulée à armatures continues constitue alors une solution techniquement performante et économique. On citera notamment :

- Murs de quai ou soutènement avec tirants plans,
- Paroi circulaire en caisson,
- Fouilles carrées ou rectangulaires auto-stables,
- Réservoirs,
- Fondations de certains viaducs.

4. Conclusion

L'ensemble des dispositions technologiques prévues dans le cadre du plot d'essai réalisé sur le chantier de la A86 à Antony en septembre 1999, permet l'exécution d'une paroi moulée à armatures continues.

La liaison des armatures a été assurée sur la totalité des joints des quatre panneaux et à la profondeur prévue de 18 m. L'injection de coulis dans les serrures des palplanches s'est bien déroulée. Les joints water-stop sont en place.

La durée d'exécution est plus longue que celle nécessaire à la mise en œuvre d'armatures traditionnelles, ce qui est normal puisque les opérations à effectuer sont plus nombreuses que celles requises pour la mise en place de cages classiques.

La résistance des joints peut être approchée par le calcul. Une seconde phase de ce projet a pour objet la valider de façon expérimentale.

Cette technique de réalisation de paroi moulée à armatures continues, développée par SOLETANCHE BACHY, présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes existantes en terme de qualité de transmission des efforts associé à l'étanchéité des joints.

Les applications de cette technique sont nombreuses. Ce procédé permet la réalisation de fondations soumises à des contraintes de traction ou de flexion importantes. Les armatures continues peuvent remplacer une liaison en béton armé, elles permettent également la réalisation d'ouvrages inédits.

**F. DUFOURNET BOURGEOIS, J.-C. GESSAY,
G. HAIUN, F. IMPARATO ■**

**Françoise DUFOURNET
BOURGEOIS**

Solétanche Bachy
Tel : 01 47 76 55 63

Jean-Claude GESSAY

Solétanche Bachy

Gilbert HAIUN

SETRA CTOA / DML
Tel : 01 46 11 32 07

Fabrice IMPARATO

DDE 92 / SGT
Tel : 01 41 20 76 00

Une nouvelle méthode de gestion des ouvrages d'art pour les départements

1. La gestion des ouvrages d'art constitue un véritable enjeu pour les Départements

Les départements assurent la gestion de patrimoines ouvrages d'art généralement conséquents (1000 ponts en moyenne et parfois un nombre considérable de murs de soutènement). Cette gestion constitue donc un enjeu important pour les départements sur le plan financier mais aussi du point de vue de la responsabilité pénale.

L'importance et la composition (ouvrages anciens et de petite taille, 60% de maçonnerie et 20% de béton...) des patrimoines, les moyens humains et financiers limités, le fonctionnement des services gestionnaires sont autant de spécificités départementales qui rendent difficile l'application des méthodes de gestion existantes comme la méthode IQOA. Les services techniques départementaux ont alors exprimé, par le biais du Club d'Echanges d'Expériences sur Réseau Départemental, leur souhait de voir se développer une méthodologie de gestion des ouvrages d'art adaptée à ces contraintes.

Le SETRA a donc mis en place un groupe de travail, composé essentiellement de gestionnaires d'ouvrages départementaux, chargé d'élaborer une méthode prenant en compte les différents besoins des gestionnaires mais aussi les préoccupations des Maîtres d'Ouvrage.

2. Une méthode globale pour satisfaire les besoins de gestion des ouvrages

La réflexion du groupe de travail se base fortement sur l'analyse des pratiques actuelles de gestion, des difficultés rencontrées par les gestionnaires des patrimoines départementaux et des souhaits exprimés par les Maîtres d'Ouvrage et leurs services techniques.

La méthode proposée prend en compte les différents aspects de la gestion des ouvrages d'art :

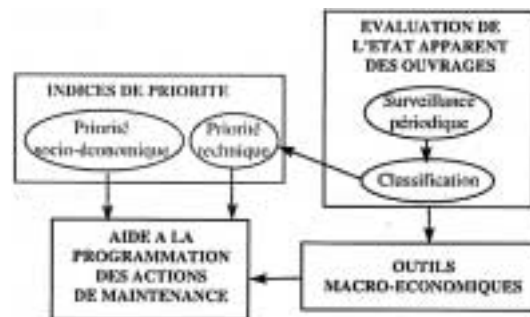
leur surveillance et l'évaluation de leur état mais aussi leur importance sociale et économique, la programmation des différentes actions de maintenance et l'estimation macro-économique des coûts de maintenance du patrimoine.

Dans un premier temps, la méthode s'intéresse seulement aux ouvrages d'art de type ponts. A l'avenir, elle pourra être étendue aux autres types d'ouvrages, notamment les murs de soutènement qui représentent pour certains départements une part significative du patrimoine ouvrages d'art.

Elle est structurée en quatre parties pour répondre globalement aux besoins de gestion :

- l'évaluation de l'état apparent des ouvrages d'art,
- l'attribution d'indices de priorité,
- les outils macro-économiques,
- l'aide à la programmation des actions de maintenance.

Les quatre volets de la méthode sont indépendants mais ils constituent un ensemble cohérent : les résultats fournis par un volet peuvent servir de données d'entrée pour un autre volet. Leur articulation est illustrée par le schéma suivant :



◀ Les différentes parties de la méthode.

La méthode doit tenir compte des caractéristiques et des contraintes variables suivant les départements et constituer une trame méthodologique suffisamment souple. Elle autorise ainsi un certain « paramétrage » qui lui permet de s'adapter au mieux aux spécificités de chaque département.

En plus d'être une méthode globale et adaptable à chaque département, la méthode se doit de rester simple d'utilisation pour alléger le travail des gestionnaires.

La suite de cet article présente les différents volets de la méthode.

Le premier volet, consacré à l'évaluation de l'état apparent des ouvrages, est complètement développé et d'ores et déjà validé dans ses grands principes par un comité composé de représentants des maîtrises d'ouvrages départementales, des gestionnaires et du réseau technique. Il sera donc plus particulièrement détaillé.

Bien que la réflexion sur les trois autres parties de la méthode soit largement engagée, elle n'est pas à ce jour validée par le comité et ne peut donc être décrite précisément dans ce document. Néanmoins, les grandes lignes de ces différentes parties seront mentionnées.

3. L'évaluation de l'état apparent des ouvrages

Définir puis mettre en œuvre une politique de maintenance des ouvrages d'art adaptée suppose de disposer au préalable d'une connaissance fiable de l'état du patrimoine. Il est donc nécessaire d'évaluer l'état apparent de tous les ouvrages puis d'en faire la synthèse pour obtenir une image de l'état général du patrimoine.

Pour réaliser cette étape primordiale sur un millier de ponts en moyenne, le gestionnaire dispose souvent de moyens en personnel limités : un service ouvrages d'art composé de quelques agents et des subdivisions pour lesquelles la gestion des ouvrages d'art constitue une priorité parmi de nombreuses autres.

La méthode doit donc établir un compromis satisfaisant entre un système de surveillance et d'évaluation fiable et un volume de travail acceptable. Elle propose une évaluation de l'état des ouvrages en deux temps qui vise à réduire au mieux le volume de travail imposé par cette évaluation et à répartir la tâche entre service ouvrages d'art et subdivisions :

- la surveillance des ouvrages suivant un système de visites périodiques, assurées principalement par les subdivisions,

- la classification des ouvrages selon leur état, réalisée par le service ouvrages d'art à partir des résultats de la surveillance.

■ La surveillance périodique

Les agents de subdivisions chargés de la surveillance des ouvrages ne possèdent pas de qualification particulière en ouvrages d'art. Le système de surveillance périodique adopté est donc basé sur ce constat. Il doit tout à la fois garantir une simplicité d'utilisation et la qualité des résultats obtenus.

Au cours d'une visite périodique, le visiteur va dresser un **constat** exhaustif des dégradations existant sur l'ouvrage et attribuer à chacune de ces dégradations un niveau de cotation. Différents catalogues de désordres suivant la nature des ouvrages sont à sa disposition pour l'aider dans cette tâche. **Il n'est pas demandé au visiteur de faire l'interprétation de ces dégradations** : le catalogue de désordres lui indique sans ambiguïté quelle cotation il doit affecter à chacune d'elles dans le procès-verbal de visite en fonction de ce qu'il observe.

La méthode distingue deux types de dégradations :

- les désordres correspondant aux anomalies constructives ou évolutives modifiant le fonctionnement mécanique de l'ouvrage,
- les défauts, observés le plus souvent sur les équipements, n'ayant pas d'incidence à terme sur le fonctionnement mécanique de l'ouvrage.

Quatre niveaux de cotations D1 à D4 sont prévus pour les désordres suivant leur importance ainsi qu'une cotation D0 signifiant l'absence du désordre. L'observation d'un désordre conduisant à un niveau D4 n'implique pas nécessairement que ce désordre est grave mais qu'il **peut** être grave.

Une mention S peut également être indiquée pour tout désordre ou défaut si son existence met en cause la sécurité des personnes.

Les deux premiers catalogues de désordres, consacrés aux ponts-voûtes en maçonnerie, et les procès-verbaux correspondants sont déjà réalisés. Après finalisation de ces documents comprenant surtout la réalisation des illustrations, quelques tests de validation seront effectués en subdivisions. D'autres catalogues devront être

Description des désordres	page	NE	Défauts		Désordres					Renvois commentaires
			D1a	D1b	D0	D1	D2	D3	D4	
BANDEAUX										
4.1 Déformation dans la géométrie des bandeaux	77									
4.2 Fracture sur bandeau en existants dans la zone des piliers	77									
4.3 Décollement du bandeau / corps de voûte	77									
CORPS DE VOÛTE										
4.4 Fractures longitudinales	79									
4.5 Fractures obliques	79									
4.6 Fracture transversale à la clé	79									
4.7 Fracture transversale entre naissance et rebès	81									
4.8 Bombement ou décrochement	81									
4.9 Renforcement par contre-voûte : dégradation	81									
4.10 Végétation	83									
4.11 Disjointoiement de surface	83									
4.12 Disjointoiement et décollement	83									
4.13 Ecoulement, efflorescence, concrétion	83									
4.14 Altération des pierres	85									

◀ Extrait d'un procès verbal.

élaborés au cours des mois à venir notamment pour les ponts en béton armé et les buses.

Le procès-verbal est rempli sur le terrain par le visiteur puis enregistré par ses soins sous forme informatique. Un tableau de synthèse, créé automatiquement à partir de ce procès-verbal, récapitule pour chaque travée ou appui, le nombre de dégradations constatées suivant leur nature (défauts, désordres et mentions S) et leur intensité (niveaux de désordres). Ce tableau représente, sous une forme synthétique mais néanmoins détaillée, le constat des dégradations : il permet de distinguer rapidement les

parties intégrées de l'ouvrage des parties a priori plus endommagées. Il constitue la donnée d'entrée pour la deuxième phase : la classification des ouvrages suivant leur état.

La fréquence de la surveillance périodique n'est pas fixée par la méthode même si une période maximale de 5 ans entre deux visites est préconisée. Chaque gestionnaire doit la définir en fonction du patrimoine et des moyens humains et financiers dont il dispose. Elle peut même être variable au sein d'un même patrimoine en fonction, par exemple, de la nature ou de l'état des ouvrages. Quel que soit le système de surveillance périodique, sa mise en place ne dispense pas d'un contrôle annuel succinct de tous les ouvrages.

FÛT DE PILE Déformations géométriques

N°	DESCRIPTION DES DESORDRES OU DEFAUTS	NOTE
3.14	Perte de verticalité (ou modification du fruit) du fût de pile ☛ La présence concomitante de fractures dans une voûte adjacente ou un tympen de la pile entraînera une augmentation automatique du niveau de désordre de D1 en D4.	D1
3.15	Perte d'horizontalité des lits de pierres correspondant à un basculement de la pile vers l'amont ou l'aval ☛ La présence concomitante de fractures dans un tympen de la pile entraînera une augmentation automatique du niveau de désordre de D1 en D4.	D1
3.16	Bombement (ou décrochement dans le cas des pierres de taille) ■ S'il n'y a pas de disjointoiement de la maçonnerie ■ S'il y a disjointoiement de la maçonnerie • sans désorganisation ou avec désorganisation faible de la maçonnerie • avec désorganisation significative de la maçonnerie	D1 D2 D4

	Défauts ou désordres non évalués (NE)	Défauts	Désordres					Total des désordres examinés	Sécurité S
			D0	D1	D2	D3	D4		
Equipements									
Travée (0,1)									
Travée (1,2)									
⋮									
Travée (n-1,n)									
Total Tablier									
Cellé 0									
Pile 1									
Pile 2									
⋮									
Cellé n									
Total Appui									

◀◀ Extrait du catalogue de désordres pont en maçonnerie avec murs en retour.

◀ Structure d'un tableau de synthèse.

■ **La classification des ouvrages suivant leur état**

Cette deuxième phase, du ressort du service ouvrages d'art, est elle-même décomposée en deux étapes.

La première étape consiste à effectuer un tri des ouvrages suivant deux listes à partir des tableaux de synthèse des dégradations. : les ouvrages appartenant à la liste verte qui ne comportent que des désordres sans gravité et les ouvrages appartenant à la liste rouge qui présentent des **risques** de dégradations significatives.

Ce tri s'effectue automatiquement en fonction de la répartition des désordres. Si l'une des parties de l'ouvrage comporte au moins un désordre de niveau D4 ou plus de 10% de désordres de niveau D3, l'ouvrage est classé en liste rouge. Dans l'exemple présenté ci-après, 25 % des désordres sur la travée 0-1 sont de niveau D3 : l'ouvrage est donc classé en liste rouge.

Le classement des ouvrages en deux listes a pour objectif d'identifier les ouvrages que le service ouvrages d'art devra examiner en priorité (liste rouge). Il permet ainsi au système de surveillance de jouer pleinement son rôle d'alerte.

La deuxième et ultime étape de la classification des ouvrages consiste à attribuer à chaque ouvrage un indice d'état IE sur une échelle de 1 à 8 pour qualifier son état **apparent**. Il s'agit d'une échelle de valeurs suffisamment dilatée pour permettre une répartition un peu fine des ouvrages tout en conservant une signification précise de chaque niveau d'indice. L'indice d'état IE est déterminé comme le maximum de deux indices d'état partiels affectés d'une part à la partie tablier de l'ouvrage (IE_t) et d'autre part à l'ensemble des appuis (IE_a). Le mode d'attribution de ces indices d'état partiels est différent selon

que les ouvrages appartiennent à la liste verte ou à la liste rouge.

Pour les ouvrages de la liste verte, ces indices sont attribués automatiquement en fonction des résultats du procès verbal et ne peuvent dépasser une valeur de IE égale à 5. Ils dépendent directement du taux d'apparition des désordres du niveau le plus élevé rencontré. Le diagramme suivant donne un exemple d'attribution automatique d'un indice d'état IE_a : comme les appuis de cet ouvrage comportent 37% de désordres de niveau D2, l'indice d'état IE_a est égal à 4.

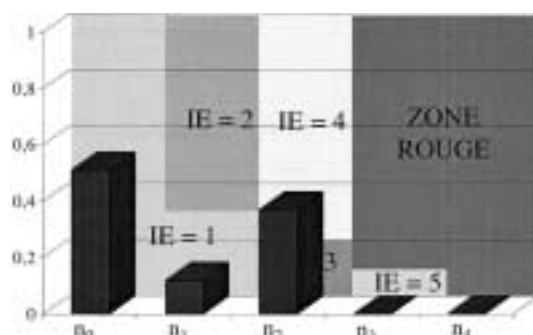
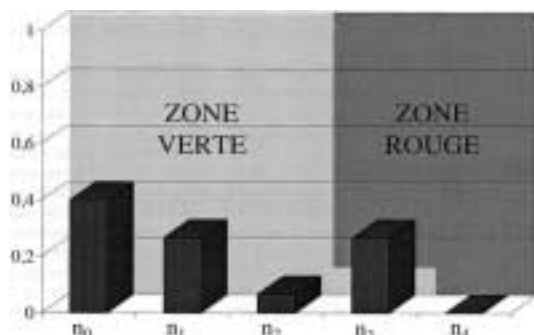
Automatiser l'attribution des indices d'état pour les ouvrages de la liste verte évite l'examen systématique de tous les procès-verbaux par le service ouvrages d'art qui peut ainsi consacrer plus de temps aux autres ouvrages. Ce mode d'attribution peut éventuellement conduire à une classification erronée de quelques ouvrages mais cet écart, d'au plus un niveau d'indice, reste acceptable puisqu'il s'agit toujours d'indices faibles ou modérés (inférieur à 5).

Pour les ouvrages de la liste rouge, l'attribution des indices d'état nécessitent au préalable une analyse approfondie de leur état. Après réalisation d'une contre-visite de ces ouvrages voire d'une inspection détaillée et établissement d'un « pré-diagnostic », un agent de niveau ingénieur qualifié en pathologie d'ouvrages détermine les indices d'état partiels.

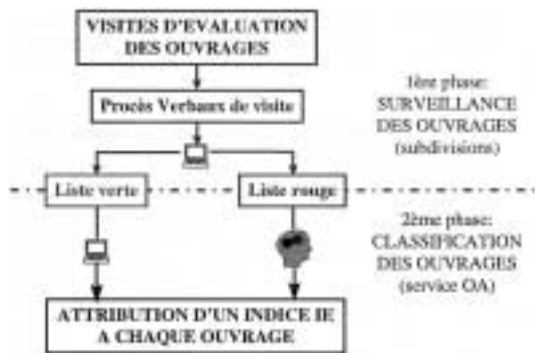
Les indices d'état obtenus avec la méthode sont des indicateurs sur l'état apparent et non réel des ouvrages qu'ils appartiennent à la liste verte ou rouge. En effet, l'état réel d'un ouvrage ne peut être évalué qu'après avoir réalisé toutes les études complémentaires nécessaires (investigations ou calculs), déterminé précisément les causes des désordres et établi un diagnostic.

► Exemple de classement d'un ouvrage en liste rouge.

►► Attribution automatique d'un indice IE_a pour un ouvrage de la liste verte.



Le schéma ci-joint résume la totalité du processus d'évaluation de l'état apparent des ouvrages.



Par compilation de toutes les évaluations individuelles, différentes images de l'état général du patrimoine peuvent être obtenues. L'observation de ces différentes images permet d'orienter la politique de maintenance des ouvrages. L'évolution de l'état général du patrimoine sur une très longue période (au moins 15 ans) peut permettre d'apprécier a posteriori la validité des orientations données pour la maintenance.

4. Les trois autres parties de la méthode

Après élaboration de la méthode d'évaluation de l'état des ouvrages, le groupe de travail s'attache maintenant à définir la teneur des trois autres parties de la méthode.

Les parties « indices de priorité » et « aide à la programmation » sont étroitement liées et élaborées en parallèle. Le contenu de ces deux parties demande encore à être validé et affiné sur certains points.

La dernière partie portant sur les « outils macro-économiques » est encore très peu avancée. Cependant, une réflexion préalable du groupe de travail a mis en évidence les difficultés d'élaboration de tels outils dans l'état des connaissances actuelles si l'on veut éviter les outils arbitraires ou dénués de réalité.

■ L'évaluation des indices de priorité

La connaissance de l'état des ouvrages, bien qu'indispensable, ne suffit pas pour éclairer le gestionnaire et le Maître d'Ouvrage dans l'élaboration des programmes de réparation. La

méthode propose donc d'introduire deux nouveaux indices : les indices de priorité.

L'indice de priorité technique ou indice d'urgence IU concerne les ouvrages devant faire l'objet de réparations à court ou moyen terme. Il détermine avec quel degré d'urgence il serait nécessaire d'effectuer ces réparations, en dehors de toutes considérations sur l'importance stratégique que revêt l'ouvrage pour le département. En effet, l'indice d'état IE ne suffit pas à définir cette urgence et d'autres paramètres sont à prendre en compte comme le risque d'évolution rapide du coût de la réparation, la nature de l'ouvrage...

L'échelle des indices IU compte 5 niveaux d'indice par ordre d'urgence décroissante, dont 3 pour les interventions à court terme.

Ces indices d'urgence ne peuvent être déterminés suivant un processus bien défini mais requiert la compétence d'un spécialiste ouvrage d'art.

L'indice socio-économique ISE concerne tous les ouvrages. Il indique pour chacun d'eux l'intérêt socio-économique qu'il représente.

La méthode n'impose pas le mode de construction de cet indice mais offre une trame qui aide le Maître d'Ouvrage à en définir les règles. Elle propose néanmoins à titre d'exemple une construction de l'indice ISE avec 11 critères socio-économiques classés en 4 catégories.

Les indices ISE se placent sur une échelle de 1 à 8 par ordre d'intérêt croissant.

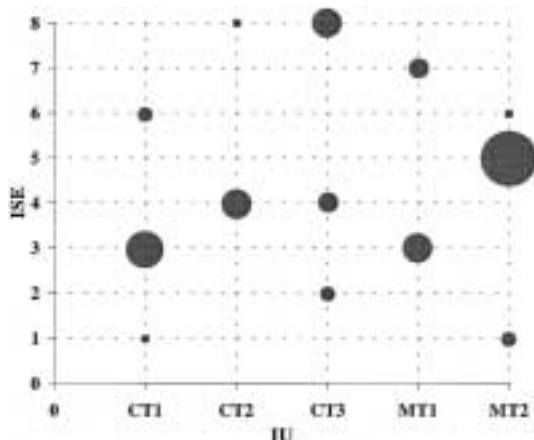
■ L'aide à la programmation des actions de maintenance

L'objectif de cette partie de la méthode est de proposer des outils pour aider le gestionnaire à élaborer les propositions de programmes annuels ou pluriannuels pour les différentes actions de maintenance à soumettre au Maître d'Ouvrage. Etablir des priorités d'actions parmi un nombre significatif d'ouvrages concernés est souvent un exercice difficile notamment pour les travaux de réparation. Parmi les outils proposés, la méthode offre la possibilité de représenter les ouvrages devant être réparés à court ou moyen terme, suivant les deux indices de priorité IU et ISE. La figure suivante donne un exemple d'un tel graphe croisé : la taille des points est variable suivant le nombre d'ouvrages concernés par un couple (IU, ISE). Ce type de représentation donne

◀ Processus d'évaluation de l'état apparent des ouvrages.

► Représentation des ouvrages suivant leurs indices IU et ISE.

une vision synthétique des réparations à prévoir et son association avec d'autres outils pratiques facilite, pour le gestionnaire, la sélection des réparations à proposer au Maître d'Ouvrage.



D'autres outils sont également proposés pour la programmation des études et des travaux d'entretien spécialisé.

Tous ces outils ne sont pas conçus comme des outils de programmation mais comme des **aides à la décision** pour le gestionnaire et le Maître d'Ouvrage.

■ Les outils macro-économiques

Après réflexion sur la nature des « outils macro-économiques » que pourrait proposer la méthode, le groupe de travail a résolument choisi de rester modeste dans ce domaine dans l'état actuel des connaissances.

Un outil prédictif d'évaluation des besoins financiers à long terme serait une aide efficace pour optimiser la gestion des ouvrages d'art départementaux. Cependant, faute de connaître les lois de vieillissement des structures, il semble illusoire de souhaiter élaborer un tel outil.

La réflexion du groupe s'oriente donc vers des outils plus limités mais réalistes comme l'estimation de coûts à court et moyen termes pour les réparations ou l'entretien spécialisé.

5. Une méthode déjà bien avancée

Le développement de la méthode est maintenant largement réalisé. Il devrait s'achever courant 2001 par une phase de validation et la rédaction d'un guide méthodologique. Les documents techniques (catalogues de désordres et procès verbaux associés) pour les ponts en maçonnerie seront également disponibles à cette période. La collection des documents techniques pour d'autres types d'ouvrages sera progressivement complétée.

La méthode sera ainsi proposée sans attendre la réalisation, prévue pour 2002, de l'outil informatique associé intégré dans la version 2 du logiciel LAGORA. L'outil informatique facilitera largement l'utilisation de la méthode mais n'est pas indispensable au démarrage.

I. SCHALLER ■

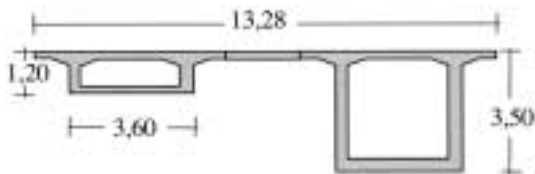
Renforcement du pont sur la Saône à Lyon

Présentation

Cet ouvrage appelé "Pont sur la Saône", constitue un point de liaison important avec un trafic journalier de l'ordre de 100 000 véhicules. C'est ici que se rejoignent les autoroutes A6 et A7. Il est situé au débouché du tunnel sous Fourvière. Il a été réalisé par la Société Générale d'Entreprises durant les années 1970 et 1971.

D'une longueur totale de 121,88 m, il franchit la Saône sous un biais de 80 grades, avec 3 travées de 30,94 - 60,00 - 30,94 m de portées. Il comporte deux tabliers jumeaux supportant chacun une chaussée autoroutière, soit 3 voies de circulation de 3,50 m et un passage de service. La largeur de chaque tablier est de 13,28 m.

Chaque tablier est constitué de deux poutre-caissons en béton précontraint de hauteur variable : 3,50 m sur piles et 1,20 m à la clé. Les poutre-caissons ont été construites par encorbellements successifs de voussoirs coulés en place. Elles sont solidarisées transversalement par un hourdis intermédiaire.



La précontrainte longitudinale est assurée par des câbles KA 28 à fils parallèles plats nervurés. La précontrainte transversale du hourdis supérieur est réalisée par des câbles KA 10.

Les piles sont fondées sur des massifs de béton immergé. Les culées sont fondées sur pieux.

Désordres - Essais

L'inspection détaillée de l'intérieur des caissons, effectuée en 1983, a révélé une fissuration importante du hourdis inférieur en partie centrale de la travée médiane. Il s'agissait de fissures d'entraînement de bossage accompagnées d'ouverture de joints derrière les ancrages.



◀ Vue générale.

A la suite de cette inspection le gestionnaire de l'ouvrage a demandé une première étude du comportement du tablier qui a été réalisée en 1985 par le LRPC de Lyon. Les mouvements de certaines fissures ont été mesurés à l'aide de capteurs de déplacement dans 3 cas :

- Sous charge connue déplacée pas à pas ;
- Sous gradient thermique ;
- Sous trafic normal.

L'inspection détaillée de 1988, effectuée toujours à l'intérieur des caissons, a montré une évolution notable de la fissuration du hourdis inférieur. Ceci a conduit l'Ingénieur Général Ouvrages d'Art Michel Prunier à proposer au Directeur des Routes, en 1989, la mise sous haute surveillance de l'ouvrage.

Depuis cette date l'ouvrage a fait l'objet du suivi périodique de son comportement : sous charge connue déplacée pas à pas, sous gradient thermique et sous trafic normal.

◀ Coupe transversale.

■ Comportement des fissures sous charge connue

La charge connue déplacée pas à pas tous les 5 mètres était constituée de 3 camions de 26 tonnes. Les interventions ont consisté à mesurer le mouvement des fissures au passage des camions. Trois familles de fissures, situées toutes dans le hourdis inférieur proche de la clé, ont été équipées de capteurs de déplacement :

- fissures transversales des joints de voussoirs.
- fissures d'entraînement de bossage.
- fissures de désolidarisation entre âme et hourdis inférieur.

Les différentes interventions ont montré une lente augmentation des souffles des fissures. Le coefficient d'évolution est compris entre 1,4 et 3,7 entre 1985 et 1991.

■ Comportement des fissures sous gradient thermique

Les sondes de températures ont été placées pour permettre de mesurer le gradient vertical entre les deux hourdis. Les mesures des mouvements de fissures ont montré une croissance lente des souffles. Le coefficient d'évolution est de 1,3 pour des périodes de mesure comparables.

■ Comportement des fissures sous circulation normale

L'étude a consisté à examiner l'influence du trafic quotidien sur les fissures en enregistrant chaque mouvement d'ouverture et de fermeture avec un capteur de déplacement et à classer ces informations en fonction de leur étendue. Les résultats des mesures ont été regroupés sous forme d'histogrammes traduisant la fréquence des mouvements par classe.

Les mesures ont montré un étalement des histogrammes pour toutes les fissures équipées. A titre d'exemple, l'ouverture sous circulation passe de 30 μm en 1985 à 120 μm en 1992 puis 150 μm en 1993 pour le joint de voussoir situé à 8 m de la clé.

■ Autres interventions

Les études de comportement ont été complétées par :

- la mesure du moment de décompression ;
- la pesée de réaction d'appui sur culées ;
- l'inspection extérieure de l'ouvrage ;
- le contrôle du remplissage des gaines de précontrainte par le coulis d'injection ;
- l'examen d'une tête d'ancrage de câble relevé en hourdis supérieur.

La gammagraphie, effectuée en 1991, a mis en évidence des vides importants de coulis ou des zones de coulis de mauvaise compacité atteignant dans certains cas les fils. Aucune rupture de fil n'a été décelée.

Une tête d'ancrage des câbles relevés a été examinée en 1992. L'ancrage examiné était sain et ne comportait aucune trace de corrosion.

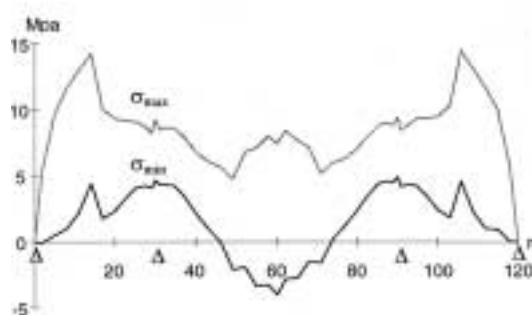
Les mesures de moment de décompression ont mis en évidence :

- Une décompression totale du joint de voussoir situé à 11 m de la clé. Cette section est située immédiatement derrière le dernier bossage et n'est pas intéressée par la précontrainte de continuité ancrée dans le hourdis inférieur.
- Une décompression partielle des joints situés à 8 m de part et d'autre de la clé.

Recalcul du tablier

Les calculs ont été effectués selon les règles B.P.E.L.83 en considérant la précontrainte moyenne P_m . Ils ont mis en évidence une insuffisance de précontrainte entraînant des tractions assez fortes en fibre inférieure de la travée centrale : traction maxi de 4,00 MPa à l'ELS rare.

Les causes de cette insuffisance sont la non prise en compte de plusieurs phénomènes dont le gradient thermique et la redistribution des efforts par fluage.



Projet retenu

Le recalcul de l'ouvrage a montré que le tablier souffrait d'un manque de précontrainte de continuité. Il a été envisagé donc de mettre en oeuvre une précontrainte additionnelle à l'intérieur des caissons. Il s'agit d'une méthode de réparation classique pour les ouvrages construits en encorbellement. Il faut créer, à l'intérieur des caissons, des massifs de béton armé permettant d'ancrer les câbles. Dans le cas du pont sur la Saône, la faible hauteur intérieure (0,80 m environ à la clé et sur culées) ne facilitait pas l'exécution des travaux.

■ Précontrainte additionnelle

Compte tenu de l'importance de la fissuration du hourdis inférieur dans la zone centrale de la travée médiane, la précontrainte additionnelle a été dimensionnée pour reprendre la totalité des effets des charges d'exploitation et du gradient thermique d'accompagnement de 6 degrés.

De plus, étant donné l'insuffisance du ferrailage longitudinal du hourdis inférieur, les justifications ont été faites en classe I au sens du B.P.E.L., aucune traction n'étant acceptée à l'ELS rare.

► Containtes normales en fibre inférieure à l'ELS rare.

Les calculs ont conclu à la mise en oeuvre de 4 câbles 17 T 15 S Classe 1770 TBR par caisson en travée centrale. Dans les travées de rive 2 câbles de renfort étaient suffisants.

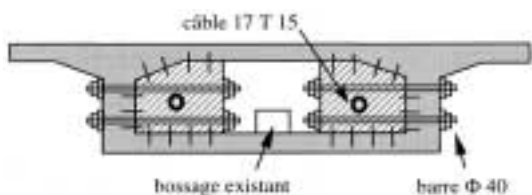
Compte tenu de la loi de variation de hauteur de l'ouvrage (1,20 m à la clé et 3,50 m sur pile), le tracé polygonal a été écarté. Il a été retenu un tracé rectiligne ne nécessitant aucun déviateur. Afin de faciliter les opérations de mise en tension le projet a prévu des câbles croisés allant de pile à culée et tendus à partir des piles.



Les câbles sont ancrés dans des massifs de béton armé cloués au caisson à l'aide de barres de précontrainte Φ 40 Classe 1030.

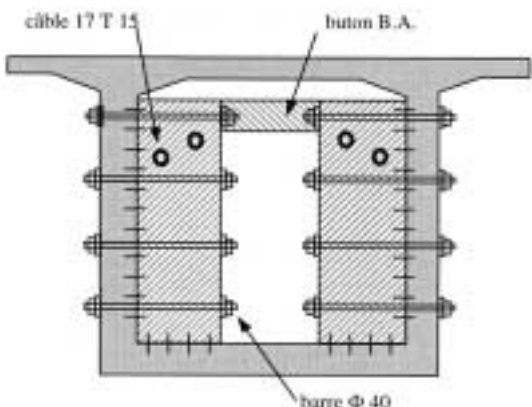
■ Massifs d'ancrage sur culées

Les massifs règnent sur toute la hauteur du caisson. Ils sont bétonnés depuis le tablier à partir de cheminées de bétonnage créées dans le hourdis supérieur. Aucun dispositif de butonnage n'a pu être envisagé en raison du manque de place. Le clouage est réalisé par 12 barres de précontrainte par massif.



■ Massifs d'ancrage sur piles

Les massifs d'ancrage sont reliés, en partie supérieure, par un buton en béton armé. Un vide est prévu pour permettre la mise en oeuvre du béton. Le clouage est réalisé par 17 barres de précontrainte par massif.



■ Précontrainte transversale

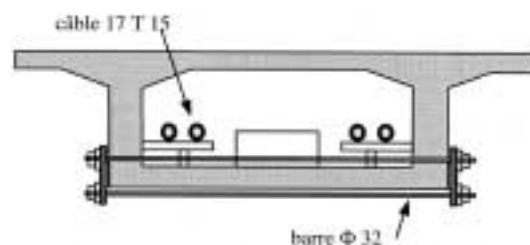
Il a été envisagé également une précontrainte transversale du hourdis inférieur dans la zone centrale de la travée médiane. En effet, le hourdis inférieur était très fissuré dans cette zone. Des fissures dues à l'insuffisance de la précontrainte et des fissures classiques de diffusion en arête de poisson qui intéressaient la jonction âmes-hourdis.

Cette précontrainte avait pour but de restituer au hourdis son monolithisme. Elle devait être appliquée après injection des fissures et avant la précontrainte additionnelle longitudinale.

La précontrainte transversale est assurée par des monotorons T 15 S disposés de part et d'autre du hourdis inférieur. Les monotorons sont ancrés sur des blocs d'ancrage métalliques situés à l'extérieur du caisson.

Le serrage transversal du hourdis inférieur règne sur les 9 voussoirs situés au milieu de la travée centrale : le voussoir de clavage et 4 voussoirs de chaque côté. Il est prévu 4 torons par voussoir regroupés et ancrés sur une même plaque. Un dispositif de centrage des torons est prévu dans l'axe de chaque caisson.

La précontrainte transversale a été dimensionnée de manière à reprendre le glissement âme-hourdis inférieur, dû aux actions appliquées après réparation : précontrainte additionnelle, charges d'exploitation et gradient thermique.



Exécution des travaux

La consultation des entreprises a eu lieu au printemps 1998. Le marché a été attribué au groupement Freyssinet - Campenon Bernard Régions. Par rapport au projet initial, seuls quelques aménagements mineurs ont été apportés par les entreprises, à savoir :

- Précontrainte longitudinale : remplacement des câbles 17 T 15 Classe 1770 par des câbles 18 T 15 Classe 1860 ;

◀ Schéma de précontrainte additionnelle longitudinale.

◀ Massif d'ancrage sur culée.

◀ Schéma de précontrainte additionnelle transversale.

◀ Massif d'ancrage sur piles.

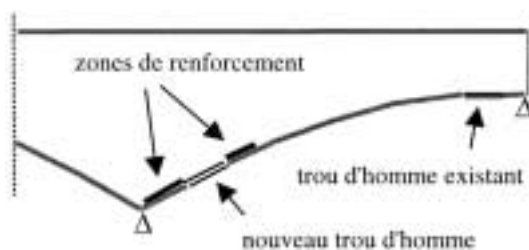
- Précontrainte transversale : remplacement des 4 monotorons T 15 par 2 barres Macalloy Φ 32 Classe 1030.
- Suppression des dispositifs de centrage de la précontrainte transversale compte tenu de la faible largeur du hourdis (2,88 m) et du biais de l'ouvrage ;
- Suppression des cheminées de bétonnage des massifs sur culées.
- Les travaux se sont déroulés en deux étapes : en 1998 pour le tablier amont (nord) et en 1999 pour le tablier aval.

Les principales difficultés du chantier étaient les suivantes :

- Difficultés d'accès et de déplacement à l'intérieur des caissons ;
- Réalisation des gammagraphies de repérage des câbles de précontrainte ;
- Contraintes imposées au chantier par l'exploitation de l'autoroute A6 ;
- Réalisation des massifs d'ancrage des culées ;
- Mise en tension des câbles de renforts.

■ Accès à l'intérieur des caissons

Chaque poutre caisson était équipée d'un trou d'homme au droit de chaque culée. Compte tenu de la faible hauteur intérieure des caissons, 0,80 m aux extrémités de l'ouvrage, et afin de faciliter l'accès à l'intérieur de l'ouvrage le projet prévoyait la création de deux nouveaux trous d'homme de dimensions 1,20 x 1,00 m situés dans les travées de rive à proximité des piles.



Avant la création des nouveaux trous d'accès il a été procédé au renforcement du hourdis par béton armé connecté au béton existant.

■ Réalisation des gammagraphies

Compte tenu de l'absence de plans de récolement de l'ouvrage il était indispensable de procéder au repérage des câbles de précontrainte avant l'implantation des forages

destinés aux barres de clouage et de précontrainte transversale.

L'ouvrage étant situé en ville il fallait définir les conditions de radioprotection à mettre en œuvre pour la réalisation des gammagraphies.

L'étude a été réalisée par le LRPC de Lyon et fixait les hypothèses de travail :

- Réalisation des clichés la nuit de 22 h à 6 h sous coupure de circulation du tablier considéré ;
- Maintien de la circulation sur l'autre tablier en considérant que les véhicules circulent sans ralentissement tout en prévoyant la possibilité de rentrer la source (cobalt 60) dans son conteneur très rapidement en cas d'accident de circulation ;
- Neutralisation de la navigation sur la Saône ;
- Neutralisation du pont Kitchener situé à proximité de l'ouvrage, des quais et des bas ports pour certaines phases de gammagraphies.
- Une vingtaine de nuits ont été nécessaires pour réaliser les clichés.

■ Exploitation de l'autoroute A6

Le tunnel de Fourvière devait faire l'objet de travaux de rénovation : en 1998 pour le tube Nord et en 1999 pour le tube Sud. Ces travaux étaient à réaliser entre 22 h et 6 h sous coupure de circulation (avec un maximum de 150 nuits de coupure par an).

Afin de ne pas perturber davantage la circulation dans l'agglomération lyonnaise il a été décidé que les travaux de renforcement du pont sur la Saône devaient être programmés à l'intérieur du calendrier des travaux du tunnel.

La majeure partie des travaux a donc été réalisée de nuit. Quelques travaux ont été exécutés le week-end, comme le changement des appareils d'appui et le changement des joints de chaussée.

■ Réalisation des massifs sur culées

L'entreprise a proposé la suppression des cheminées de bétonnage. Cette proposition a permis de supprimer les travaux de réparation de l'étanchéité rendus nécessaires par la création des cheminées dans le hourdis supérieur.

Chaque massif a été réalisé en 2 phases :

- Bétonnage à la pompe jusqu'à 10 cm du hourdis supérieur ;
- Injection du vide supérieur avec un produit de scellement à retrait compensé (BETEC 180)

à partir d'un tube d'injection prévu à cet effet.

La réalisation des massifs n'a pas posé de problème et la mise en tension des câbles n'a créé aucun désordre.

■ Mise en tension des câbles de renfort

Afin de ne pas créer des efforts parasites dans la structure, le projet prévoyait de mettre en tension les câbles de manière simultanée. La mise en tension s'est déroulée comme le montre le tableau suivant :

Phase	Tension à l'origine	Câbles tendus Caisson amont	Câbles tendus Caisson aval
I	0,4 fprg (744 MPa)	2 câbles de l'âme amont	2 câbles de l'âme aval
II	0,8 fprg (1488 MPa)	2 câbles de l'âme aval	2 câbles de l'âme amont
III	0,8 fprg (1488 MPa)	2 câbles de l'âme amont	2 câbles de l'âme aval

■ Autres travaux de réparation

Les principaux travaux de réparations réalisés sont indiqués ci-après :

- Injection des fissures dont l'ouverture est supérieure à 0,3 mm ;
- Pontage des fissures dont l'ouverture est inférieure à 0,3 mm ;
- Changement des appareils d'appui ;
- Remise en peinture des garde-corps ;
- Changement des joints de chaussée.

Conclusion

Malgré les contraintes importantes qui n'ont pas facilité l'exécution des travaux, ces derniers ont été réalisés de manière satisfaisante. Les travaux de remise en peinture des garde-corps se sont révélés plus délicats que prévus. Les fortes contraintes imposées (précautions pour le sablage, travaux de nuit suivant le calendrier du tunnel de Fourvière) ont rendu très difficile l'exécution de ces travaux.

Le suivi des travaux, les visites et les épreuves ont permis de s'assurer de l'efficacité des réparations.

F. TAVAKOLI ■

Principales quantités

Précontrainte longitudinale (câbles 18 T 15) :	30 000 kg
Précontrainte transversale (barres Φ 32) :	900 kg
Précontrainte de clouage (barres Φ 40) :	7 000 kg
Gammagraphies :	450 U
Armatures de béton armé :	41 000 kg
Scellement d'aciers de béton armé :	4 000 U
Injection de fissures :	105 m
Pontage de fissures :	260 m

Intervenants

- Maître d'Ouvrage : Etat
- Maître d'œuvre : DDE du Rhône
- Diagnostic, projet, suivi des travaux : CETE de Lyon : DOA et LRPC de Lyon
- Réalisation des travaux : Freyssinet - Campenon Bernard Régions
- Études d'exécution : Europe Études Gecti



◀ Précontrainte transversale en milieu de travée et habillage des ancrages des barres de clouage par béton projeté sur pile.

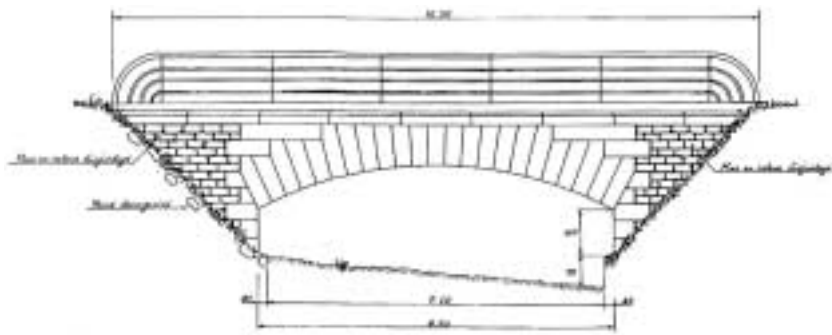
Ferreydoun
TAVAKOLI
CETE LYON
Tel : 04 74 27 53 84

La gestion et l'entretien des petits ouvrages en maçonnerie

La réalisation d'un travail de fin d'études de trois mois à la Cellule Départementale des Ouvrages d'Art (C.D.O.A.) du Vaucluse - d'avril à juin 2000 - sur la réparation de petits ouvrages en maçonnerie a permis de formuler quelques observations sur la gestion et l'entretien de ce type d'ouvrages. Malgré quelques comparaisons avec d'autres C.D.O.A. sur le sujet, cet article n'a d'autre ambition que de faire partager les réflexions et les enseignements à en retirer.

Les petits ouvrages en maçonnerie, c'est à dire les ponts à une arche et d'une longueur comprise entre deux et dix mètres environ, constituent une part relativement importante du patrimoine. Dans le Vaucluse, ils représentent, en nombre, 71% des ponts en maçonnerie du réseau national non concédé et 24% des ponts du réseau national du département, toutes catégories confondues.

▼ Vue aval du pont sur le ravin des Cavaliers.



Pourtant, en dépit de leur importance numérique, ces petits ouvrages en maçonnerie sont souvent quelque peu négligés. De nature modeste et souvent âgés de plus de cent ans, ils ont une réputation de robustesse qui, même si elle est en partie justifiée, les a fait tomber dans l'oubli. Par ailleurs, dans l'instruction sur la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art de 1979, ils ne faisaient pas l'objet d'une visite

annuelle formalisée mais seulement d'une surveillance continue qui n'a pas fonctionné dans les faits. Ce dernier point a été mis en évidence lors de la campagne I.Q.O.A. (Image de la Qualité des Ouvrages d'Art) de 1994. Désormais, tous les ouvrages d'art de plus de deux mètres sont recensés et ils font au moins l'objet d'une visite triennale.

Il en résulte néanmoins que les informations relatives à la vie des petits ouvrages en maçonnerie sont parcellaires et qu'il est souvent difficile de retracer leur historique.

Il faut noter, à ce propos, que les archives départementales sont une source d'informations intéressante et peut-être pas assez utilisée par les gestionnaires pour tenter de combler certaines lacunes.

Des spécificités fortes

La technologie des ponts en maçonnerie est spécifique et n'est plus utilisée depuis plus d'un demi-siècle dans la construction d'ouvrages neufs. Il en résulte souvent, de la part des gestionnaires, une méconnaissance des règles d'entretien et de fonctionnement de ces ouvrages ; par ailleurs les équipes chargées de l'entretien en subdivision n'ont pas toujours reçu la formation nécessaire pour réaliser ces travaux d'entretien spécifique, même quand les priorités d'actions en entretien ont permis de les financer.

Par exemple, même lorsque les travaux sont connus des C.D.O.A., il n'est pas rare de voir un ouvrage en maçonnerie rejointoyé sans qu'il soit mis en place un système de drainage efficace. Or, ce faisant, l'eau est emprisonnée à l'intérieur du pont et peut menacer la pérennité de ce dernier.

Afin de préserver ces petits ouvrages en maçonnerie, il est donc très important de continuer à sensibiliser les gestionnaires à leur problématique particulière et aux besoins en entretien que requièrent ces ouvrages.

Le projet de réparation

Il apparaît également que dans le cadre de la réparation d'un petit ouvrage en maçonnerie, la phase du diagnostic peut être souvent trop rapide. Le recours à des spécialistes, tout comme la réalisation d'investigations complémentaires, est peu fréquent soit parce que les études sont urgentes ou que les crédits d'études manquent, soit parce que les moyens en personnel ou matériel des C.D.O.A. ne le permettent pas, soit tout simplement parce que l'on croit bien faire.

Le gestionnaire ou la personne à qui est confié le projet de réparation se contente donc généralement de quelques éléments – les plus évidents en apparence – du diagnostic de la pathologie pour s'orienter vers une solution de réparation habituelle ou fréquemment réalisée. Par conséquent, les spécificités de l'ouvrage ou de la pathologie qui pourraient modifier la solution de réparation et ainsi mieux l'adapter sont occultées.

Le choix de solutions techniques éprouvées n'est pas mauvais en soi. Opter pour des solutions réalisées avec succès sur des ouvrages comparables présentant une pathologie similaire facilite les investigations et les études, tout en augmentant les chances de réussite de la réparation. Cette démarche permet également d'améliorer généralement la qualité de réalisation des travaux en favorisant l'expérience des entreprises dans ces procédés de réparation.

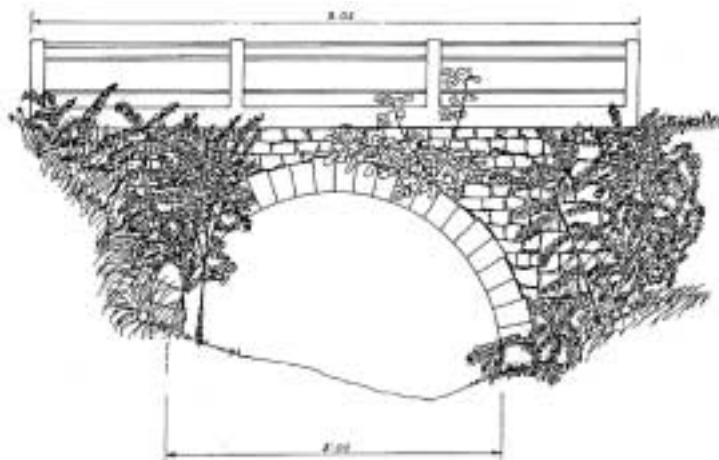
Les carences du diagnostic sont surtout préjudiciables à une étape ultérieure du processus de décision. Les solutions techniques retenues au niveau du projet de réparation sont logiquement validées pour assurer la sécurité des usagers et la pérennité des travaux. Par conséquent, lorsque le projet de réparation comporte peu d'éléments sur la pathologie de l'ouvrage, les solutions peuvent être surdimensionnées.

Il est donc préférable de consacrer davantage de temps à la détermination de la pathologie en sollicitant des avis autorisés et en effectuant, par exemple, plus souvent des sondages sur les ouvrages. Ces derniers apportent des éléments tangibles pour établir le diagnostic (nature des matériaux, épaisseur de douelle, ...) et limitent ainsi les dérives et des travaux disproportionnés par rapport aux ouvrages considérés.

Il semble, dans cet esprit, également intéressant de favoriser le transfert des connaissances sur ces techniques spécifiques de réparation, sans qu'il soit forcément nécessaire d'effectuer à chaque fois des calculs à la rupture.

Ces petits ouvrages en maçonnerie représentent une part importante de notre patrimoine. Dans un système quelquefois politisé où le maintien d'une technicité est parfois difficile, ne négligeons pas ces ouvrages, ni les autres...

**A. ZIMMERMANN,
C. RAULET ■**



◀ Vue amont du pont sur le ravin de la Bergère.

Arnaud ZIMMERMANN
ITPE Stagiaire DDE 84

Christophe RAULET
DDE 84 / SRD - CDOA
Tel : 04 90 03 06 41

Nos lecteurs réagissent...

Contraintes limites dans les armatures existantes des structures renforcées par des matériaux composites

Nous tenons tout d'abord à saluer la parution dans la revue *Ouvrages d'Art* d'un article sur le mode de calcul des structures renforcées par le collage de matériaux composites ; en effet, cet article tend à combler une lacune d'autant plus importante que ce mode de renforcement se répand plus rapidement, et les limites de contraintes à respecter donnent lieu à bien des discussions, qui aboutissent à des résultats divers. L'arrivée d'une règle commune sera bienvenue, dans la mesure où elle constitue un compromis équitable entre l'économie et la sécurité.

Cette initiative soulève cependant une question de principe ; en effet, la rédaction de recommandations sur le calcul des renforcements par composites avait été confiée, par un commun accord entre l'administration et les professions, à une commission ad hoc de l'AFGC. Le point de vue exprimé par les auteurs leur est propre, et ne préjuge pas de l'avis de cette commission.

Nous croyons en outre que les conseils proposés sont basés sur une confusion entre état-limite ultime (ELU) et état-limite de service (ELS), dans une structure de béton armé, la sécurité vis-à-vis de la ruine est assurée l'ELU et de fait, il en résulte en service une limitation de la contrainte des aciers tendus, par le jeu des coefficients de sécurité partiels.

Les vérifications à l'ELS ont pour objet principal d'assurer la durabilité de la structure, notamment par une limitation de la contrainte de traction des armatures, en cas de fissuration préjudiciable, mais dans le cas contraire, aucune limitation de cette contrainte n'est prévue, conformément à l'esprit même du semi-probabilisme.

Dans ces conditions, et alors qu'il est avéré comme le reconnaissent eux-mêmes les auteurs de l'article, que les fissures sont plus fines et mieux réparties en présence d'un renforcement par matériaux composites, il est tout à fait paradoxal d'introduire une limite de contrainte inférieure à la limite élastique pour les vérifications à l'ELS en cas de fissuration non préjudiciable.

En revanche, il nous paraît utile de militer la contrainte des aciers à fen, afin d'éviter leur plastification en service. L'expérience de nombreux essais montre d'ailleurs que pour une structure renforcée, la limite élastique des armatures peut être atteinte sans fissurations notables.

De la même façon, dans le cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, il serait possible d'admettre une contrainte supérieure à celle requises par les Règles BAEL sans pour autant augmenter l'ouverture maximale des fissures admises sur une structure en béton armé. Ajoutons à cela l'avantage supplémentaire de l'étanchéité de la résine de collage, qui procure une protection effective couvre les agents agressifs.

Quant aux approches proposées par l'article, la première nous apparaît comme très lourde et donc dissuasive d'emploi par les bureaux d'études ; la deuxième nous semble raisonnable sous réserve de porter la contrainte limite de traction des aciers de $0,8 f_e$ à f_e dans le cas de fissuration non préjudiciable ; la troisième est d'application bien improbable car très généralement, les renforcements ne constituent qu'une fraction minoritaire de l'armature résistante de la structure.

En ce qui concerne la vérification à la fatigue, celle-ci concerne un nombre limité de candidats au renforcement et doit donc faire l'objet d'une étude spécifique au cas par cas avec les méthodes habituelles et non pas faire l'objet d'une règle uniforme et simpliste sur le taux de travail des aciers.

Pour plus de détails, nous invitons le lecteur à se référer au document produit par le groupe de travail AFGC, prévu pour début 2001.

Roger LACROIX – *Expert Consultant*
Benoît LECINQ – *Freyssinet*
Baruch GEDALIA – *Freyssinet* ■

Les auteurs répondent...

Nous partageons avec Messieurs Lacroix, Lecinq et Gedalia le souhait de disposer à brève échéance de règles de calcul acceptées par tous pour les renforcements par composites. Le groupe de travail de l'AFGC est tout naturellement le lieu d'élaboration de ces règles. Cependant, il nous semble très optimiste de penser que les recommandations AFGC seront disponibles au début de l'année 2001, étant donné leur état actuel d'avancement. Comme nous l'avons indiqué, notre article n'avait pour ambition que de faire le point sur les possibilités de relever les limites de contraintes dans les aciers aux états-limites de service dans l'attente du document AFGC, que nous espérons au mieux pour la fin 2001. Cette réaction à notre article, qui n'aborde

qu'une petite partie du sujet, montre bien qu'il reste de nombreux points à discuter au sein du groupe de travail – où Freyssinet et le SETRA sont représentés.

Pour ne pas encombrer ces colonnes, nous réserverons la suite du débat sur le fond aux réunions du groupe de travail. Nous nous permettrons simplement de nous montrer étonnés que Messieurs Roger Lacroix, Benoît Lecinq et Baruch Gedalia nous croient capables de confondre état-limite de service et état-limite ultime.

**Emmanuel BOUCHON,
Frédéric LEGERON
Daniel POINEAU ■**

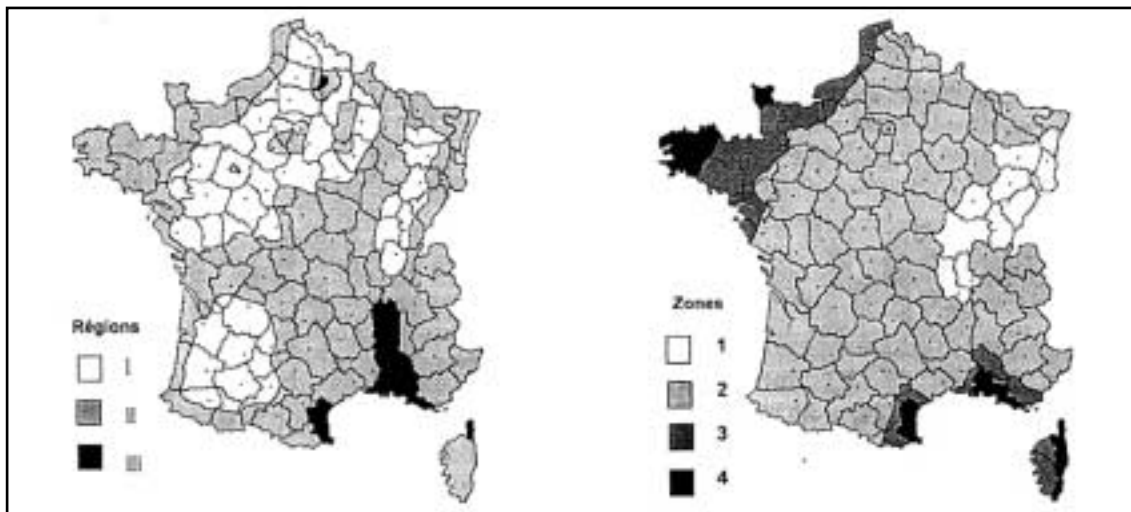
Règles NV65

Modification de la carte des zones.

Le modificatif numéro 2 de la carte des zones de vent est paru en décembre 1999. Il est par exemple disponible auprès du CSTB (cahier 3182, livraison 405).

Ce texte comporte des cartes nationales en annexe. La carte établie pour la France tient compte de données météorologiques plus récentes, et bien plus complètes qu'en 1965.

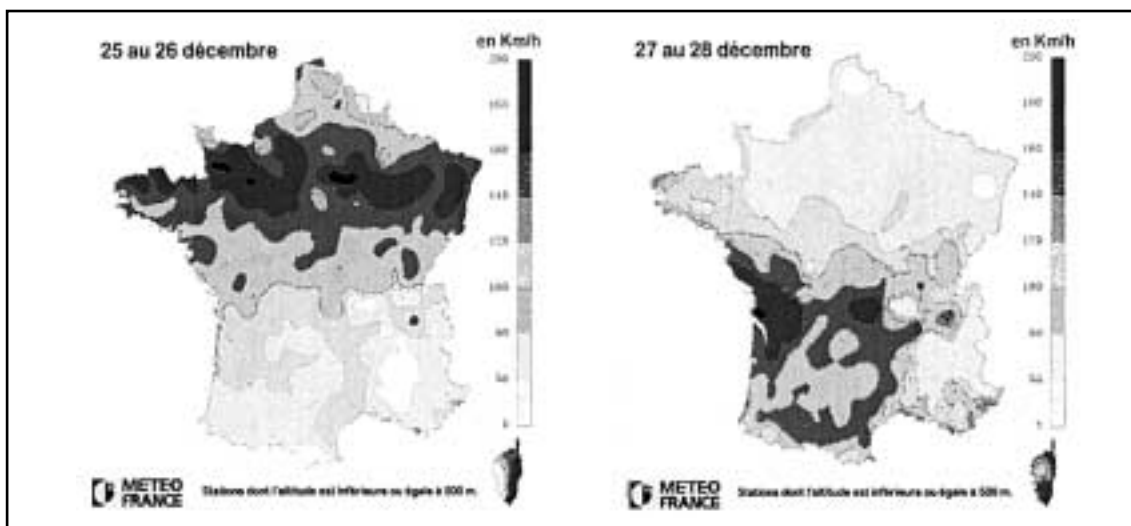
► Cartes des vents (1965 et 1999).



Les événements météorologiques de la fin 1999 et d'octobre 2000 ont du reste confirmé avec force la pertinence des modifications

apportées aux cartes, qui présentent un aspect assez différent de celles qui étaient données auparavant.

► Valeurs maximales de vent maximal instantané lors des tempêtes de décembre 1999 d'après une publication dans la revue PCM.



Dans le cadre de l'application des Règles NV65, il faut substituer dès à présent aux anciennes Régions I, II, III et IV, les nouvelles zones 1 à 5. Ceci concerne par exemple les marchés de murs anti-bruits ou d'ouvrages de signalisation, et d'une manière générale tous les ouvrages ou

bâtiments pour lesquels les sollicitations de vent se réfèrent aux règles NV65. Ainsi, les pressions dynamiques de base normales passeront en France métropolitaine des trois valeurs 500, 700 et 900 Pa à quatre valeurs : 500, 600, 750 et 900 Pa.

Pression dynamique de base normale	
Zone 1	500 Pa
Zone 2	600 Pa
Zone 3	750 Pa
Zone 4	900 Pa
Zone 5	1200 Pa

Pour votre information, la Commission ad-hoc du BNTEC a jugé qu'il était nécessaire de passer au plus tôt à cette nouvelle carte à zones de façon à éviter de voir coexister deux systèmes de cartes à découpages différents dans la période à venir.

En effet, l'ENV DAN de l'Eurocode 1 partie 2-4 "vent" entre lui aussi en vigueur en tant que norme expérimentale et s'appuie bien sûr sur la nouvelle carte à zones.

Notons que les valeurs de pressions attachées à chaque zone n'ont cependant pas la même définition pour le calcul, selon les règles NV65 et selon l'Eurocode 1, ce qui ne simplifiera pas les choses, la notion de rugosité étant introduite.

La zone 5 correspond à l'ancienne région IV et concerne les départements cycloniques d'Outremer.

Les augmentations des sollicitations sont notables lorsqu'un site passe de l'ancienne région I en nouvelle zone 2. C'est le cas pour un large territoire passant par l'île de France, la vallée de la Loire et couvrant une partie de l'Aquitaine, où l'augmentation est de 20 %. Mais la pointe de la Bretagne, celle du Cotentin et une grande partie

de la Corse passent même de région II en zone 4, ce qui correspond à 30 % d'augmentation.

En revanche, ces majorations sont compensées dans certains autres cas par des minorations, par exemple en ce qui concerne l'effet du Mistral dans le nord de la vallée du Rhône, qui était surestimé.

J. BERTHELLEMY ■

Appareils d'appui à pot

Reflexions sur leur réception vis-à-vis des rotations

Présentation

L'article suivant présente un point souvent négligé à la réception des appareils d'appui à pot et qui porte sur la capacité de rotation dont on disposera réellement durant le service.

Ce type d'appareil d'appui possède une capacité de rotation bien définie et les défauts de pose peuvent influencer sur la capacité future de rotation de l'appareil, surtout si le choix du produit a été fait en tablant sur une utilisation totale de la capacité de rotation nominale du produit.

Comme on peut le voir dans l'article de M. Defontaine, les contrôles avant la mise en œuvre montrent que, contrairement à ce que l'on pensait, le produit peut subir des déformations lors du transport ou lors de son installation qui "mangent" une partie de la capacité de rotation de l'appareil d'appui.

Dans le cas d'emploi d'appareil d'appui ayant une capacité de rotation limitée par rapport à ce qu'ils auront à subir en service, il semble donc fortement conseillé de faire une réception du calage de la rotation du produit.

Cette réception est délicate et demande beaucoup de précision car les repères servant à la mesure peuvent perturber la fiabilité de celle-ci : variation d'épaisseur de peinture, par exemple.

En ce qui concerne l'aspect normatif, je profite de cet article pour préciser :

- *qu'un projet de norme EN 1337.5 est en préparation mais son élaboration a été fortement retardée parce que sa rédaction soulève de nombreux problèmes (norme descriptive alors qu'elle devrait être performantielle, élimination de produit donnant satisfaction, méthodologie d'essai en rotation discutable, etc.).*
- *qu'un guide provisoire sur l'utilisation des appareils d'appui à pot sur les ponts vient d'être publié (en même temps qu'un guide sur les appareils d'appui en caoutchouc fretté qui remplace le BT4).*
- *que le fascicule 13 sur les appareils d'appui de la seconde partie de l'ITSEOA est à l'édition. On y trouvera, notamment, la méthodologie de contrôle de la rotation en service d'un appareil d'appui à pot reprenant ce qui est indiqué dans la pr EN 1337.10.*

M. FRAGNET ■

Contexte

Lors de la construction récente de plusieurs viaducs à ossature mixte, nous avons été sollicités par l'Entreprise chargée de la mise en œuvre de la partie métallique d'une demande d'adaptation consistant à mettre en œuvre sur les piles les appareils d'appui à pot dès l'ossature lancée et

avant la réalisation des hourdis béton. Cette demande était conduite dans le but de s'affranchir de la pose d'appuis provisoires, solution classique retenue sur ce type d'ouvrage.

Nous avons fini par accepter cette proposition après de longues semaines de discussions et de justifications théoriques des rotations des appareils d'appui.

Néanmoins, nous avons demandé à l'Entrepreneur de vérifier les rotations des appareils d'appui à la fin du bétonnage des hourdis.

Les vérifications

Des vérifications inopinées de la rotation de certains appareils d'appui ont été faites par notre contrôle extérieur. Il s'agissait de mesures directes sur l'appareil au moyen d'un système de jauges télescopiques et d'un pied à coulisse de précision : une mesure d'écartement vertical de chaque côté donne la rotation en fonction du diamètre du pot.

Nous avons trouvé des valeurs anormales dans certains cas et avons décidé de faire des vérifications sur les appareils d'appui livrés avec leur système de bridage provisoire mais non posés. A notre grande surprise, des défauts de parallélisme importants ont été observés dans certains cas : 4 à 5 milliradian.

Les explications

Nous avons questionné, via l'Entrepreneur, le fournisseur qui, dans un premier temps, a dit que cela était tout à fait normal et venait des tolérances de fabrication des pots d'élastomère (2/1000) et de l'épaisseur variable de la peinture. Etant donné les valeurs constatées, nous n'étions pas vraiment satisfait de cette réponse et avons demandé des explications complémentaires.

Le fournisseur a alors précisé que le système de bridage provisoire pouvait ne pas être efficace à 100 %.

Les appareils d'appui concernés semblent avoir subi une rotation effective pouvant s'expliquer comme conséquence de sollicitations extérieures subies par celui-ci en phase de transport, déchargement, stockage, etc. Le fournisseur indiquait également qu'une remise à zéro aurait du être faite sur le chantier lors de la pose des appareils d'appui mais ce point n'avait pas été abordé dans la procédure d'exécution remise par l'entrepreneur.

Finalement, nous avons été amenés à réaliser un contrôle contradictoire des rotations de l'ensemble des appareils d'appui à pot après bétonnage des hourdis de manière à établir un point zéro de référence. Nous avons constaté quelques cas où la valeur maximale de rotation en service de 10 mrad pouvait être dépassée.

En conclusion

Cette expérience nous conduit à dire :

- qu'il est urgent que les fournisseurs livrent des appareils d'appui à pot avec un système de bridage provisoire efficace à 100 %.
- qu'il est souhaitable qu'une norme soit établie sur les appareils d'appui à pot et prenne en compte l'aspect "rotations".

Il semble d'ailleurs que la mesure des rotations des appareils d'appui à pot lors des inspections d'ouvrage soit rarement réalisée. Il est probable que ces mesures, si elles étaient faites, montreraient que de nombreux appareils d'appui sont hors tolérance.

M. DEFONTAINE ■

Roc d'Or 2000

Le SETRA a de nouveau été à l'honneur au cours du FIMBACTE 2000 (Festival International Multimédia Bâtiment Architecture Construction Travaux publics Environnement) qui s'est déroulé du 10 au 12 octobre à l'Espace ELEC du CNIT, à Paris La Défense.

Dans la série "Formation", le Roc d'Or a été décerné à Gérard Forquet (SETRA) et Frédéric Edon (Conseil Général des Bouches du Rhône) pour le film *Le nouveau franchissement routier du Rhône au sud de Beaucaire et de Tarascon*.

Ce film retrace la construction du nouveau franchissement routier du Rhône au sud des villes de Beaucaire et Tarascon, sur la liaison Nîmes Cavaillon.

L'ouvrage

L'ouvrage est un pont haubané à tablier en béton précontraint, parfaitement symétrique, d'une longueur totale de 410 mètres. Deux pylônes en forme de lyre assurent l'ancrage des 96 haubans disposés en éventail sur deux nappes.

Le tablier de la travée centrale de 193 m de portée est constitué d'une dalle à nervures latérales reliées par un hourdis supérieur et de nombreuses pièces de pont préfabriquées et précontraintes par fils adhérents. Cette dalle mince de 81 cm d'épaisseur totale, réalisée en béton à hautes performances, donne au tablier un ligne très élégante.

Les principaux intervenants

- Maître d'ouvrage : Département des Bouches du Rhône
- Maître d'œuvre : Conseil Général des Bouches du Rhône – Direction des Routes
- Projet de base : SETRA
- Architecte : Charles Lavigne
- Entreprises : Léon Grosse, Bauland TP, Freyssinet, Trefileurope
- Etudes d'exécution : Bureau d'études STRUCTURES
- Contrôle du projet d'exécution : SETRA, CETE Méditerranée, Michel Virlogeux (Consultant)

Le film

Le film a été réalisé par Gérard Forquet (SETRA) et Frédéric Edon (CG 13) et produit par le SETRA avec la participation du Conseil Général des Bouches du Rhône et des entreprises Léon Grosse, Freyssinet et Tréfileurope.

La cassette vidéo du film est disponible au Bureau des Ventes du SETRA au prix de 150 Francs.





■ Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

CONCEPTION ET REALISATION	
Projets d'infrastructures de transport : Comment réussir l'intégration en milieu urbain ?	19 décembre 2000
Formuler les bétons : optimisation de la formulation avec BétonLab.Pro (Session Flash)	30 janvier 2001
Avenir de l'ingénierie française	31 janvier 2001
Pratique du calcul par éléments finis des ouvrages en génie civil	6 et 7 mars 2001
Ponts en maçonnerie (1ère partie) : surveiller et diagnostiquer	13 et 14 mars 2001
Fondations et travaux spéciaux : les technologies et leurs limites d'application	13 et 14 mars 2001
Projets de tunnel (3ième partie) : de la consultation des entreprises au pilotage des travaux courants	20 et 21 mars 2001
Pratique de la mise en œuvre et de la réparation du béton en montagne (Session Flash)	27 mars 2001
Appliquer les Eurocodes au calcul des ouvrages en site aquatique (1ère partie) : recommandations pour le calcul aux états limites	3 mai 2001
Les applications de la géologie dans les travaux de génie civil	15 au 17 mai 2001
Concevoir et réaliser les ponts en arc auto ancré bow-string	29 et 30 mai 2001

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : 01 44 58 27 28

■ Formation ENSAIS

INTITULÉ DES STAGES	RESPONSABLE PÉDAGOGIQUE	DURÉE	DATES
GÉNIE CIVIL ET TOPOGRAPHIE			
Acoustique du bâtiment	Mme FUNFSCHILLING	1 jour	8 / 03
La construction en zone sismique : conférence de M. Davidovici	Mme JULLIARD	1 jour	à fixer 02 ou 03
MANAGEMENT ÉCONOMIQUE ET SOCIAL			
Développer la compétence collective	M. SONNTAG	2 jours	19-20 / 03
Management des équipes	M. SONNTAG	2 jours	26-27 / 03
L'expression écrite en entreprise	M. RICHERT	2 x 3 jours	23-25 + 30-31/ 01 + 1 / 02
MÉTHODES & PERFORMANCES			
Initiation à la méthode TRIZ : stimuler la créativité en conception	M. CAVALLUCCI	2 jours	8-9 / 02
Initiation au recueil de savoir faire - méthode CICLOP	M. KEITH	3 jours	14-16 / 03

Conditions générales : Le tarif pour les stages figurant sur cette liste varie de 1 600 à 5 000 F par jour et par stagiaire. L'organisation des stages interentreprises est soumise à un minimum de 6 inscriptions par stage ; dans le cas où cette condition ne serait pas remplie, l'ENSAIS se réserve le droit d'annuler le stage sans contrepartie d'aucune nature et s'engage à prévenir les participants inscrits dans les meilleurs délais.

Renseignements et programmes détaillés des stages : Lina Mérabati - 03 88 14 47 86



COMITÉ DE RÉDACTION

SETRA :
Mme Abel-Michel,
MM. Bouchon, Millan

CETE :
M. Paillusseau (Bordeaux)
M. Tavakoli (Lyon)
M. Carles (Aix)

DDE :
M. Brazillier (DDE 89)
M. Bouvy (AIOA-A75)

LCPC :
M. Godart

IGOA :
M. Bois

Coordination :
Jocelyne Jacob (Setra-Ctoa)
Tél : 01 46 11 32 79
Fax : 01 46 11 34 74
Jacqueline Thirion (Setra-Ctoa)
Tél : 01 46 11 34 82

Réalisation :
Barbary & Courte • Tél: 01 44 50 52 55
www.barbary-courte.com

Flashage :
Augustin • Tél: 01 40 36 10 15

Impression :
MC Graphic
Tél: 01 34 04 32 00

ISSN :
1266-166X

BON DE COMMANDE
POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
Bureau de vente des publications • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex
Tél. 01 46 11 31 53 - Fax. 01 46 11 33 55

Je désire recevoir _____ exemplaires(s) Nom et adresse du demandeur : _____

TITRE _____

Réf. _____

Prix Unitaire _____ Prix total _____ Tél. _____

_____ _____ Date _____ Signature _____

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 20 frs pour toute commande inférieure à 150 frs, 30 frs pour toute commande égale ou supérieure à 150 frs
Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 40 frs

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Setra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire (RIB) :
Code banque : **40071** • Code guichet : **92000** • N° de compte : **00001000261** • Clé RIB : **11** • Domiciliation : **RGFIN Paris Nanterre**

OUVRAGES D'ART
CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez le formulaire ci-dessous à :
Bulletin de Liaison **OUVRAGES D'ART** • SETRA Communication
46, Avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom : _____

Service, société : _____

Adresse : _____

Tél. : _____ Date : _____

Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison **OUVRAGES D'ART** gratuit



Le kiosque du SETRA

PUBLICATIONS

■ Appareils d'appui en caoutchouc fretté

Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires

GUIDE TECHNIQUE

• Réf. F0032 - Prix : 90 F

Ce guide technique est destiné essentiellement aux concepteurs de pont. Les éléments qu'il contient doivent permettre de dimensionner les appareils d'appui en caoutchouc fretté en vue d'une utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires.

Ce document comprend essentiellement les éléments suivants :

- une description sommaire des différents types d'appareils d'appui en caoutchouc fretté et des éventuels équipements particuliers qui lui sont liés,
- les principaux textes réglementaires ou normatifs de base,
- les critères de dimensionnement sur la base des projets de textes normatifs préparés par le CEN (Comité Européen de Normalisation),
- le principe des contrôles sur la base de la certification par la marque NF-Appareils d'appui,
- une méthodologie de calcul dans un projet de pont avec des exemples d'application,
- enfin, il est complété par une série d'annexes traitant du dimensionnement de ce type d'appareils d'appui dans les zones sismiques, de la durabilité des appareils d'appui en caoutchouc fretté complétés par un plan de glissement et d'exemples de rédactions d'articles à introduire dans les CCTP.

Ce guide est provisoire dans l'attente de la publication des normes NF EN 1337 (parties 1, 2 et 3) en préparation. Quand ces normes seront publiées, une révision de ce guide sera préparée et diffusée.

■ Appareils d'appui à pot de caoutchouc

Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires

GUIDE TECHNIQUE

• Réf. F0033 - Prix : 75 F

Ce guide technique est destiné essentiellement aux concepteurs de pont. Les éléments qu'il contient doivent permettre de dimensionner les appareils d'appui à pot de caoutchouc en vue d'une utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires.

Ce document comprend essentiellement les éléments suivants :

- une description sommaire de ce type de produit et des équipements particuliers qui lui sont liés,
- les principaux textes réglementaires de base,
- les critères de dimensionnement sur la base des projets de textes normatifs préparés par le CEN (Comité Européen de Normalisation),
- une méthodologie de calcul non pas du produit lui-même mais de son utilisation dans un projet de pont avec un exemple pratique basé sur un cas réel,

Ce guide est provisoire dans l'attente de la publication des normes NF EN 1337 (parties 1, 2 et 5) en prépara-

tion. Quand ces normes seront publiées, une révision de ce guide sera préparée et diffusée.

■ Avis techniques – Joints de chaussée

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
VIAJOINT	FREYSSINET	05-2000	05-2005	F8879.66
M 100	FREYSSINET	05-2000	05-2005	F8879.67
EJ 85	ETIC	09-2000	09-2005	F8879.68
EJ 110	ETIC	09-2000	09-2002	F8879.69
EJ 160	ETIC	09-2000	09-2005	F8879.70

■ Avis technique – Étanchéité

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
SAFLEX OA	COLAS SA	06-2000	06-2005	FATET00.02

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 20 F.

AUDIOVISUELS

■ Construction des Viaducs du Nouveau Boulevard Périphérique Est de LILLE

Cassette vidéo VHS - Durée : 20 mn

• Réf. F 0031 - Prix : 150 F

Ce film suit l'achèvement de la construction des viaducs et remplace la version courte précédente.

Les viaducs sont constitués de quatre ouvrages qui franchissent le noeud ferroviaire de la gare de Lille.

Il s'agit d'ouvrages à ossatures mixtes constitués de caissons métalliques de géométrie complexe en plan et en long et d'un hourdis préfabriqué précontraint.

La surface totale des ouvrages représente 18 000 m² et la portée principale est de 95 m. La longueur cumulée des ouvrages est de 1 300 m.

Des mesures importantes ont été prises pour l'environnement avec en particulier, la mise en place de 4200 m² de murs anti-bruit ainsi que 8 000 m² de couverture dans la traversée des Dondaines, 500 arbres et 150 000 arbustes plantés le long du tracé.

■ Nouveau franchissement routier du Rhône au sud de BEAUCAIRE et TARASCON

Cassette vidéo VHS - Durée : 23 mn

• Réf. F 0030 - Prix : 150 F

Le nouveau franchissement du Rhône au sud des villes de Beaucaire et Tarascon est situé sur la liaison Nîmes - Cavailon.

L'ouvrage est un pont haubané à tablier en béton précontraint parfaitement symétrique d'une longueur totale de 410 mètres. Deux pylônes en forme de lyre assurent l'ancrage des 96 haubans disposés en éventail sur deux nappes. Dans la travée centrale de 193 mètres de portée le tablier est constitué d'une dalle nervurée de 80 cm de hauteur totale. La dalle mince en béton à hautes performances donne au tablier une ligne très élégante.

