

OUVRAGES D'ART

N° 21 - Juillet 1995

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

VIADUC DE VARENNES-LÈS-MÂCON

**Ouvrage mixte à dalle préfabriquée
mise en place par poussage
avec connexion différée**



Photo 1: Vue générale de l'ouvrage terminé.

Le viaduc de Varennes-lès-Mâcon est l'un des ouvrages du contournement Sud de Mâcon par la RN 79, qui lui-même s'intègre dans l'aménagement global de la Route Centre Europe Atlantique (RCEA) dans la traversée de la Saône et Loire.

Le tronçon central de la RCEA, entre les autoroutes A 71 et A 6, se subdivise à hauteur de Paray-le-Monial en une branche Nord, jusqu'à Chalon-sur-Saône, en direction de la Franche-Comté (A 36) et une branche Sud, qui, via Charolles (viaduc de Maupré) rejoint Mâcon en direction de Genève (A 40).

Le viaduc de Varennes-lès-Mâcon permet le bouclage provisoire de la RCEA sur la RN 6, mais il constitue aussi l'amorce de la future bretelle autoroutière A 406 qui achèvera par le Sud-Est, et en

franchissant la Saône, le contournement de l'agglomération.

Les études préliminaires et de projet

Trois obstacles sensiblement parallèles étaient à franchir: la ligne SNCF classique Paris-Lyon-Marseille, la rivière la Petite Grosne, et la RN 6, actuellement à trois voies mais susceptible d'être portée à 2 x 2 voies.

Les premières études comportaient trois ouvrages distincts, avec de plus des ouvrages de décharge, reliés par un remblai. À cette solution peu esthé-

tique, il a finalement été préféré un viaduc unique, de 161 m de longueur, à 4 travées.

L'appel d'offres et la dévolution des travaux

Le tablier en béton précontraint ayant été écarté préalablement, l'appel d'offres a été lancé avec deux solutions: bipoutre mixte entretoisée et bicaisson mixte. Le bicaisson s'est avéré plus cher de 11% en moyenne.

À l'issue de l'analyse des offres, c'est l'entreprise BIANCO basée à Ugine (Savoie) et rattachée au groupe RAZEL qui a été retenue (avec la solution bipoutre). L'originalité de son offre résidait dans le procédé de construction de la dalle, qui sera détaillé plus loin.

Caractéristiques des appuis

Les trois piles en béton armé, d'une douzaine de mètres de hauteur, arborent une forme évasée, due à l'architecte Pierre Million, qui a rapidement séduit les usagers de la RN 6 voisine.

Du point de vue géologique, la zone franchie se situait dans le Val de Saône et plus précisément dans le fossé d'effondrement bressan. Le substratum, constitué à l'Ouest de marno-calcaires et à l'Est d'argiles et limons pliocènes, était surmonté par une alternance de couches argileuses, sablo-graveleuses et limoneuses, d'où le recours à des fondations profondes.

Sur proposition de l'entreprise, les pieux forés en béton armé prévus au DCE ont été remplacés par des pieux métalliques HP 360 x 109 de 18 m de longueur, à raison de 18 unités par appui.

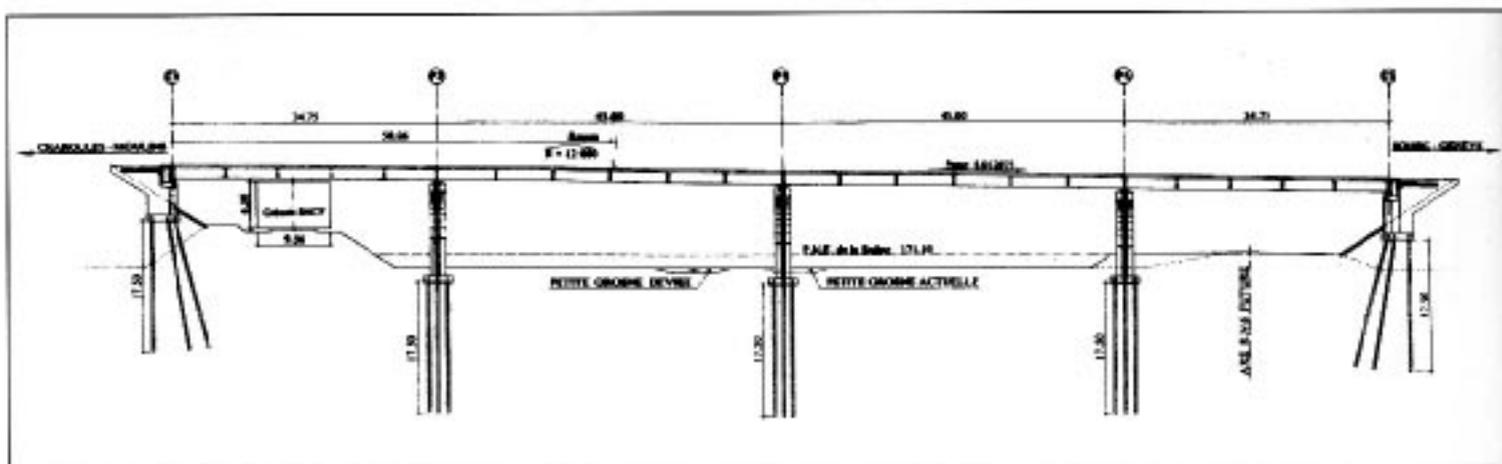


Figure 1: Coupe longitudinale.

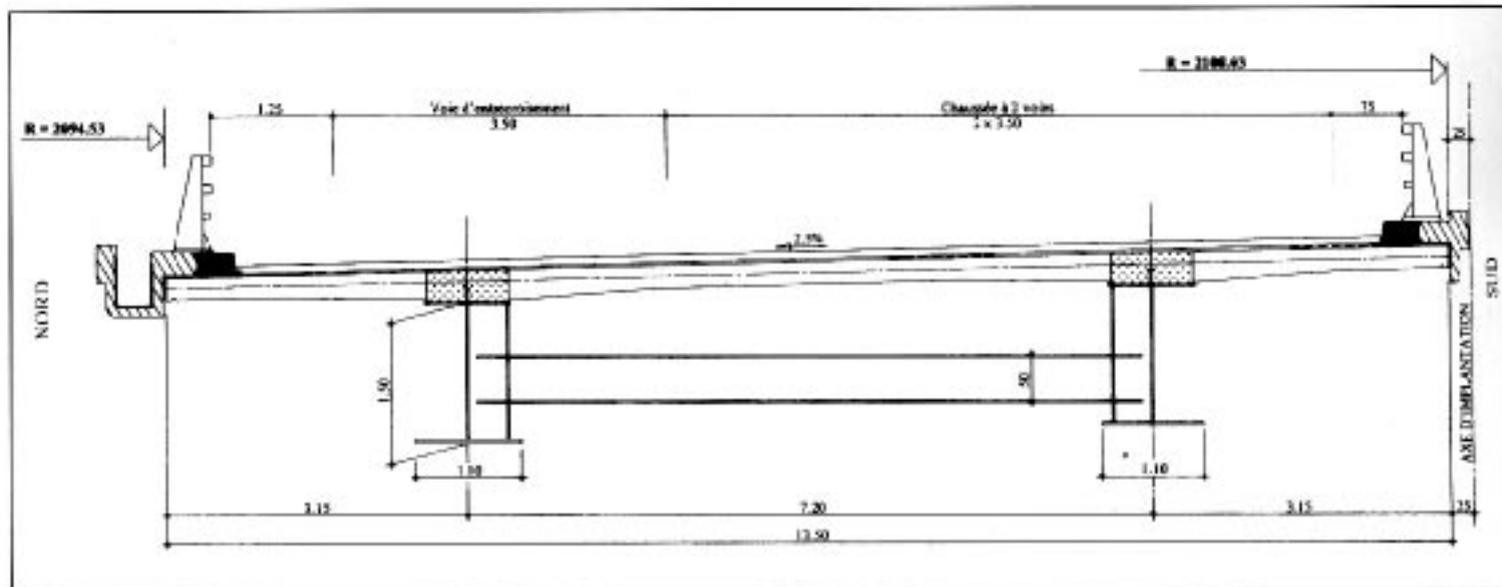


Figure 2: Coupe transversale.

Caractéristiques du tablier

Les deux poutres métalliques de 1,50 m de hauteur constante supportent une dalle de 13,50 m de largeur à dévers unique (l'ouvrage doit être doublé à terme) comportant en phase transitoire 3 voies de circulation de 3,50 m et des bandes dérasées de 1,25 m et 0,75 m. Les eaux de ruissellement sont recueillies dans une corniche-canneau en béton.

En plan, l'ouvrage est situé sur un rayon de 2 100 m ; en profil en long, il comporte un rayon de 12 000 m côté Ouest puis une pente uniforme de 1,2%.

Construction de la charpente métallique

Les deux poutres décomposées en cinq tronçons, ainsi que les 23 entretoises, ont été construites dans les ateliers de CIVAD à Montchanin puis acheminées par voie routière.

La pose s'est effectuée à l'aide d'une grue de 200 T. Le tronçon franchissant la RN 6 a été posé d'un seul bloc, après avoir été assemblé et peint au sol, si bien que la circulation routière n'a été coupée que pendant une heure, de nuit.

Avantages du poussage avec connexion différée

L'idée proposée par RAZEL Techniques et Méthodes consistait, après mise en place de la charpente métallique équipée de ses connecteurs, à préfabriquer la dalle de couverture par tronçons successifs de 7,50 m sur un banc de coffrage situé à l'arrière de la culée Est, et à pousser au fur et à mesure de leur préfabrication ces éléments de dalle reliés les uns aux autres par la continuité des armatures filantes et bétonnage des plots au contact, la connexion avec la charpente métallique n'ayant lieu qu'une fois la totalité de la dalle en place. Les avantages attendus sont les suivants :

- comme la connexion dalle/charpente n'a lieu qu'une fois la quasi-totalité de la charge permanente de poids propre appliquée, les contraintes de traction dans le béton sur appui dues aux moments négatifs de poids propre sont fortement réduites ;
- au moment de la connexion, le béton de la dalle, parce qu'il a été préfabriqué en tronçons successifs, a déjà un certain âge (un mois et demi en moyenne) et a donc effectué une partie de son retrait, le retrait de « jeune âge » ;
- le fait de travailler à poste fixe et à terre permet d'escompter une meilleure qualité d'exécution du travail et d'améliorer la sécurité du personnel du chantier ainsi que des tiers (les interventions au-

dessus de la ligne SNCF et de la RN 6 sont réduites au strict minimum).

Les dispositions retenues

La solution initiale imaginée par l'entreprise consistait à préfabriquer la dalle en trois parties, les deux encorbellements latéraux et la partie centrale, reliées par les armatures passives disposées sur deux nappes parallèles, et à pousser l'ensemble au-dessus des connecteurs. Les armatures reprenaient le moment d'encastrement tandis que l'effort tranchant correspondant au poids de l'encorbellement était repris par l'appui sur l'aile de la poutre métallique, le glissement étant facilité par l'interposition d'un feuillard inox. Dans un deuxième temps, une cage d'armatures de liaison destinée à recouvrir les aciers sortant de la dalle et les connecteurs, - maintenue en partie haute durant le poussage afin de pouvoir passer au-dessus des connecteurs - était descendue dans sa position définitive, puis le bétonnage d'une poutre de connexion longitudinale solidarisait le béton et la charpente.

Le SETRA fut alors associé à l'examen de ce procédé et Michel Virlogeux et Thierry Kretz formulèrent des observations portant notamment sur les efforts parasites, en cours de poussage, résultant de l'appui de la dalle sur le bord des semelles supérieures des poutres métalliques : en effet, à cause des tolérances de fabrication, on pouvait craindre que le contact dalle/semelle ne soit discontinu et qu'il en résulte des efforts de flexion et de torsion dans celle-ci. L'âme des poutres étant rigidifiée au droit des cadres d'entretoisement, elle risquait à son tour d'être soumise en partie haute à des contraintes de flexion non négligeables pouvant faire craindre des

INTERVENANTS

Maître d'ouvrage :
État

Maître d'œuvre :
DDE de Saône et Loire
Service Grands Travaux.
assisté
- du Bureau d'Études SOPRISIO (études de conception et contrôle d'exécution)
- du LRPC d'Autun
- de Pierre Million, Architecte.

Réalisation :
Entreprise BIANCO
Charpente métallique : CIVAD

Études d'exécution :
- Bureau d'Études TONELLO
- RAZEL Techniques et Méthodes (technologie du poussage)
- CIVAD



Photo 2: Charpente vue de l'extrémité avant du hourdis en phase de poussage.



Photo 3 : Chevêtre de poussage du hourdis.

et qui prenaient appui sur le bord de la semelle supérieure d'une des poutres. Ce dispositif a fonctionné correctement. Par contre, du fait de la courbure de l'ouvrage, le glissement relatif entre les aciers en attente dans la zone de clavage et les connecteurs a été plus délicat : leur distance théorique n'était que de 2 cm, or à cause des tolérances d'exécution, les connecteurs ont été localement accrochés et tordus lors du poussage, sans toutefois que cela n'ait remis en cause leur fonctionnement.

D'autre part, le coffrage des plots préfabriqués reposait sur deux consoles métalliques soudées dans le prolongement des poutres, de façon à ce que les efforts engendrés par le poussage ne soient que des efforts internes au système, ne transmettant aucune sollicitation à l'extérieur (culée) et que le poids du coffrage et du béton ne génère pas de tassement dans le remblai à l'arrière de celle-ci.

Mais, la contrepartie à cette absence d'appui extérieur a été que ces deux consoles, de par leur souplesse, se déformaient de manière difficile à maîtriser lors de leur chargement sous l'effet du poids du béton frais. Il en a résulté de légères lignes brisées dans le profil en long à la jonction entre plots successifs.

Enfin, lors de chaque opération de poussage, l'effort fourni par les 4 vérins et réparti sur les 3 éléments de la dalle par l'intermédiaire de 2 chevêtres métalliques s'exerçait sur la partie la plus fraîchement bétonnée. Le béton B 35 de la dalle atteignait déjà en réalité une résistance à la compression de 20 MPa au bout de 15 heures pour permettre son décoffrage. Cependant l'effort exercé par le chevêtre augmentait à chaque poussage du fait du poids croissant de la dalle déjà bétonnée (jusqu'à 1 200 T), et à raison d'un coefficient de frottement théorique - et constaté - voisin de 15%, si bien que, lors du dix-neuvième poussage, l'effort exercé par le chevêtre



Photo 4 : Liais entre les encorbellements et la partie centrale du hourdis.

est devenu supérieur à la résistance du béton frais - diminuée également par l'arrivée de températures très fraîches -, ce qui a entraîné son écrasement localisé et a nécessité d'augmenter la surface d'appui du chevêtre.

Conclusion

Ces quelques aléas n'ont cependant pas remis en cause l'intérêt porté à la technique de connexion en deuxième phase du tablier mixte. Dans le cas de tabliers constitués de plusieurs parties réalisées transversalement, l'effort nous semble devoir être porté sur la simplification du traitement de l'interface acier/béton, et en particulier la réduction de la densité du ferrailage dans cette zone. ■

Gilles PETIT
Michel PLACIDI

ANCIEN PONT SUR LA SEVERN

renforcement



La concession attribuée à GYM-ENTREPOSE en association avec l'entreprise britannique LAING prévoit non seulement la construction d'un nouvel ouvrage long de plus de 5 km (voir articles dans le Bulletin Ouvrages d'Art n° 17 de mars 1994 et la Revue Travaux n° 697 d'avril 1994) mais également le rachat de l'ouvrage existant, de façon à ce que ces deux ponts soient exploités par une seule entité.

Or ce dernier ouvrage n'est pas un inconnu pour le monde du Génie Civil. À sa mise en service, en 1966, ce pont suspendu ravissait le record européen de portée au pont de Tancarville avec sa travée centrale de 988 m. Mais son principal titre de gloire fut de mettre pour la première fois en pratique les théories dites « européennes » en matière de stabilité aéroélastique, par opposition aux pratiques américaines reposant sur l'utilisation de grosses poutres de rigidité.

Après 15 ans de service cet ouvrage donnait de tels signes de faiblesse que l'Administration britannique s'engagea dans des investigations et des études poussées destinées à déterminer l'ampleur des désordres, leurs raisons probables et les moyens d'y remédier.

Après avoir envisagé diverses solutions – y compris celle de le laisser en l'état et de le doubler par un ouvrage parallèle – l'Administration se décida à lancer un important programme de remise à niveau dont l'essentiel fut réalisé entre 1986 et 1990, pour un montant total d'environ 400 millions de francs, ce montant couvrant non seulement le pont suspendu lui-même mais aussi les viaducs d'accès et un pont à haubans faisant également partie du franchissement.

Les raisons des désordres

L'originalité principale de cet ouvrage, à savoir l'utilisation d'un caisson profilé pour assurer sa stabilité aéroélastique, ne peut être tenue pour responsable d'aucun des désordres constatés. La validité du concept, de ce point de vue, apparaît totalement hors de cause. Seule innovation qui puisse être sus-

pectée: la triangulation des suspentes qui semble avoir joué un rôle aggravant vis-à-vis de la résistance à la fatigue de ces suspentes.

Il faut chercher la raison des désordres dans des phénomènes plus prosaïques, le premier d'entre eux étant le code britannique de surcharges routières utilisé à l'époque, qui devait être l'un des plus optimistes d'Europe, à tel point que l'ouvrage supporte plusieurs fois par an des charges d'exploitation largement supérieures aux charges de calcul. Ceci entraîna des phénomènes de fatigue accélérée dans certains éléments structuraux.

La seconde cause principale de désordres fut une conception largement déficiente pour un grand nombre de détails: dalle orthotrope, soudures transversales des caissons, éléments d'attache des suspentes, etc.

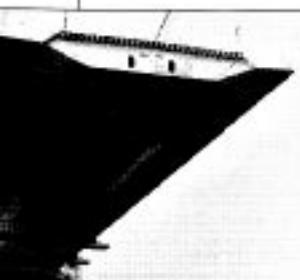
Les réparations

L'Administration britannique ne se contenta pas de réparer les nombreux désordres constatés. Elle fit réaliser une réétude complète de l'ouvrage, basée sur les nouveaux règlements, qui conduisit à un projet de remise à niveau, dans lequel il est *a posteriori* difficile de discerner les réparations des renforcements. Les principales opérations menées sont décrites ci-après et représentées en pages suivantes.

Tablier

Les défauts relatifs à la dalle orthotrope sont caractéristiques de l'époque où celle-ci fut conçue: épaisseur insuffisante de la tôle supérieure, soudures des augets de qualité souvent médiocre, discontinuité des augets au droit des diaphragmes avec soudures entre ces éléments. L'intensité du trafic lourd fit apparaître de nombreuses fissures dans les soudures des augets situés au-dessous des voies lentes.

Les soudures longitudinales augets-tôle supérieure furent systématiquement meulées puis refaites sous



Vue du caisson lors de la construction de l'ouvrage.

les voies lentes (ce qui représente un linéaire de 25 km). La liaison augets-diaphragmes fut également renforcée avec des plats soudés.

Depuis l'exécution de ces opérations, on vit apparaître de nouvelles fissures longitudinales en fond d'auget cette fois, dont l'origine reste inexplicable à ce jour.

Le tablier fut réparé et renforcé en de multiples autres endroits :

- soudures transversales de liaison entre éléments de caissons préfabriqués, par suite de malfaçons assez systématiques au moment de l'assemblage de ces éléments.

- renforcement du caisson par des raidisseurs longitudinaux près des pylônes et au droit de chaque attache de suspentes.

Pylônes

Le recalcul de l'ouvrage mit en évidence une insuffisance de capacité portante des pylônes (qui sont en acier).

La solution à ce problème consista à installer à l'intérieur de chaque jambe des pylônes et sur toute leur hauteur, quatre tubes de 400 mm de diamètre destinés à reprendre 25% des efforts totaux de compression. Ces tubes sont tenus latéralement, à intervalle régulier, par des connexions avec les parois du pylône, celles-ci permettant toutefois des mouvements verticaux différentiels entre les tubes et le pylône.

Le transfert de charges entre pylône et tubes s'effectua grâce à un vérinage de 2 000 T par jambe de pylône venant reprendre une partie des efforts verticaux sous les selles d'appui. Ces dernières furent également renforcées pour augmenter leur résistance à l'éclatement.

Pour mesurer la complexité du renforcement des pylônes il suffit d'imaginer la difficulté d'approvisionner les éléments de tube par les portes d'accès aux pylônes, puis de les assembler dans un espace aussi exigü et encombré.

Système de suspension

Les câbles porteurs, dans leur partie extérieure, furent simplement inspectés puis repeints. Par contre une vaste chambre, à température et hygrométrie contrôlées, fut construite dans les massifs d'ancrage, pour limiter les risques de corrosion sur la zone d'épanouissement des câbles.

Les opérations principales de réparation portèrent sur les suspentes. Celles-ci présentaient des points

de rupture assez systématiques au droit de leur pénétration dans les culots, par suite d'un phénomène de fatigue dû à un sous-dimensionnement des suspentes, aggravé par leur triangulation.

Toutes les suspentes furent changées avec des suspentes d'un diamètre supérieur.

Le point de vue du concessionnaire

Devenir « propriétaire » d'un grand pont suspendu n'est pas chose courante pour une grande entreprise, même rompue aux pratiques de la concession. Avant de remettre son offre, GTM-ENTREPOSE fit organiser une visite assez détaillée de l'ouvrage, d'où il apparut que les plus grandes précautions s'imposaient en ce qui concerne les responsabilités d'entretien du futur propriétaire.

Des réparations et des renforcements importants avaient déjà été effectués, avons-nous vu. Il demeurait toutefois de nombreux points d'incertitude sur l'évolution future de l'ouvrage, même s'il était prévu qu'à partir de 1996 la mise en service du deuxième ouvrage soulagerait sensiblement le pont existant.

Ces incertitudes concernaient tout particulièrement les éléments structuraux suivants :

■ dalle orthotrope

Quelle sera la tenue des réparations déjà effectuées ? Quelle sera l'évolution des apparitions de fissures longitudinales en fond d'auget ?

■ selles d'appui en sommet de pylône

Ces éléments essentiels ne sont pas entièrement visitables. Leur état réel, du fait de leur sous-dimensionnement connu, pouvait être un réel sujet d'inquiétude.

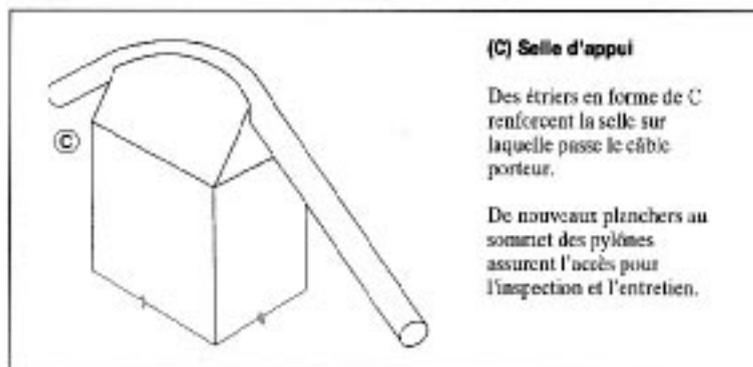
■ câbles porteurs

Ils sont formés de fils parallèles galvanisés, confinés par un fil extérieur enroulé. Même si un tel dispositif a déjà fait ses preuves sur les grands ponts suspendus américains, comment peut-on être assuré de sa parfaite durabilité au cours des trente années que durera la concession ? Il est clair que de tel câbles présentent des points de vulnérabilité potentielle tels que zones d'appui sur les selles ou zones d'ancrage dans les massifs.

De tels risques ne pouvaient être pris par le concessionnaire et firent donc l'objet de clauses de limitation dans le contrat de concession. ■

Jean-Paul TEYSSANDIER

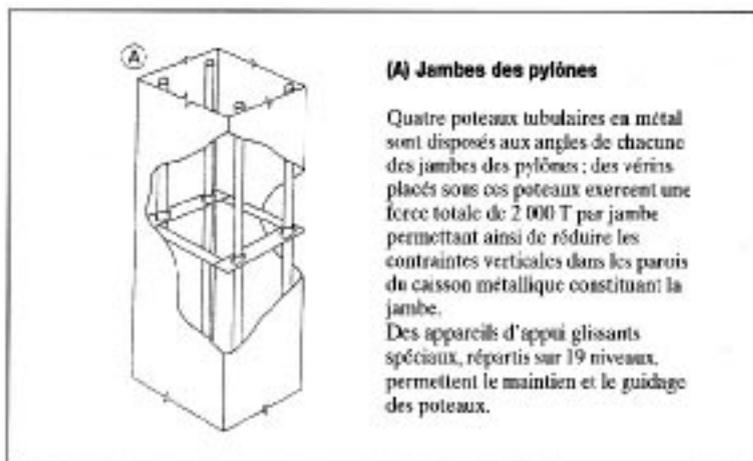
Voir schémas pages suivantes



(C) Sella d'appui

Des étriers en forme de C renforcent la selle sur laquelle passe le câble porteur.

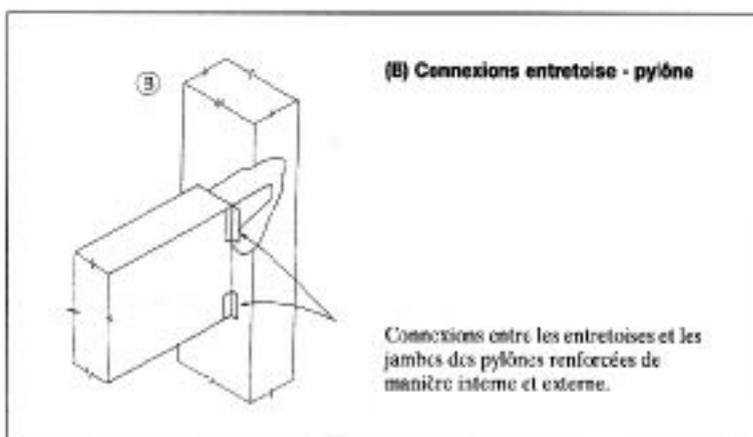
De nouveaux planchers au sommet des pylônes assurent l'accès pour l'inspection et l'entretien.



(A) Jambes des pylônes

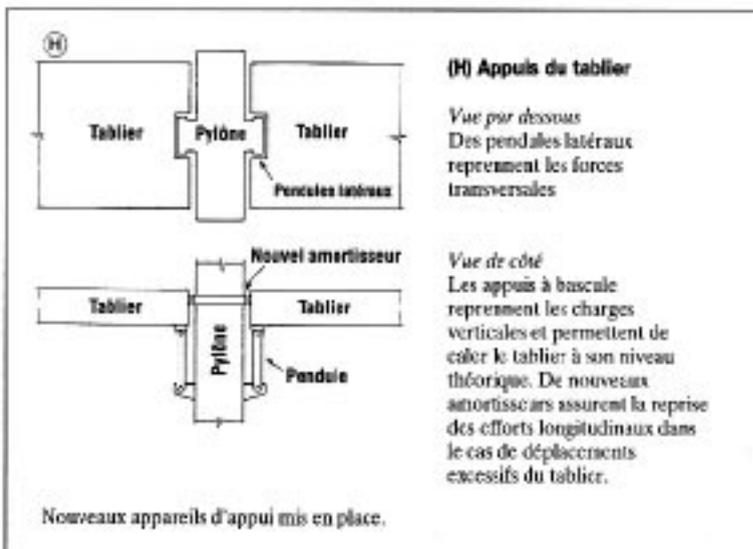
Quatre poteaux tubulaires en métal sont disposés aux angles de chacune des jambes des pylônes : des vérins placés sous ces poteaux exercent une force totale de 2 000 T par jambe permettant ainsi de réduire les contraintes verticales dans les parois du caisson métallique constituant la jambe.

Des appareils d'appui glissants spéciaux, répartis sur 19 niveaux, permettent le maintien et le guidage des poteaux.



(B) Connexions entretoise - pylône

Connexions entre les entretoises et les jambes des pylônes renforcées de manière interne et externe.

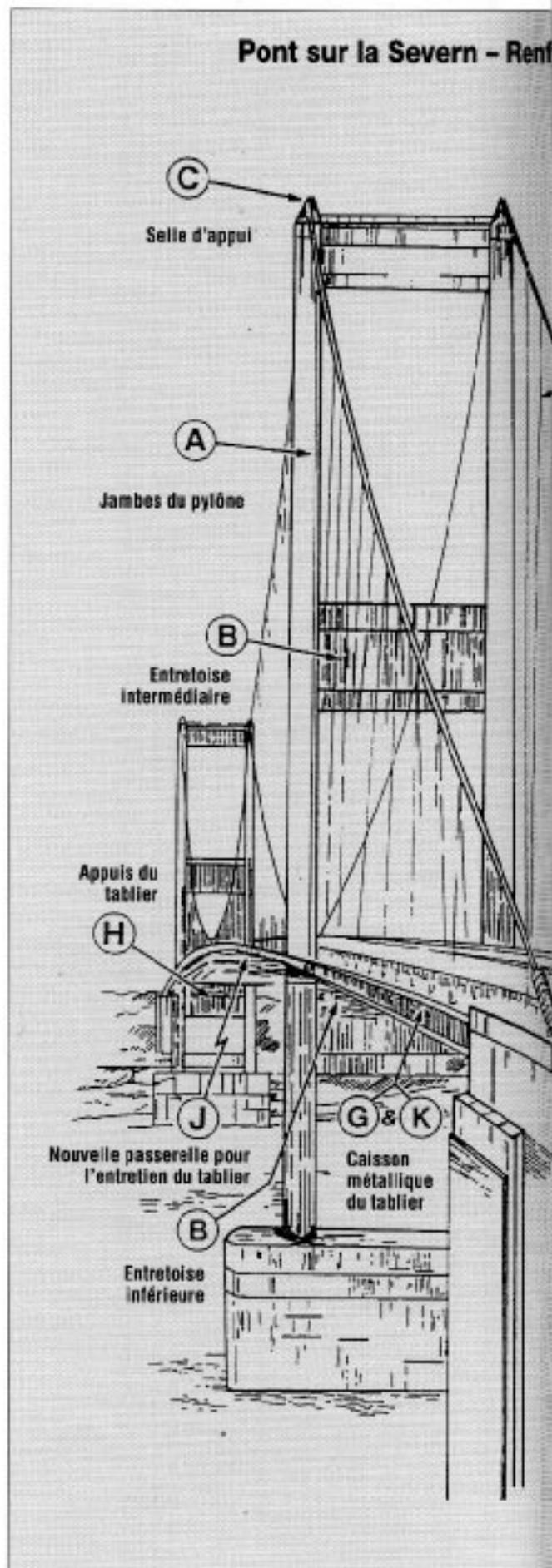


(H) Appuis du tablier

Vue par dessous
Des pendules latéraux reprennent les forces transversales

Vue de côté
Les appuis à bascule reprennent les charges verticales et permettent de caler le tablier à son niveau théorique. De nouveaux amortisseurs assurent la reprise des efforts longitudinaux dans le cas de déplacements excessifs du tablier.

Nouveaux appareils d'appui mis en place.



(C) Sella d'appui

(A) Jambes du pylône

(B) Entretoise intermédiaire

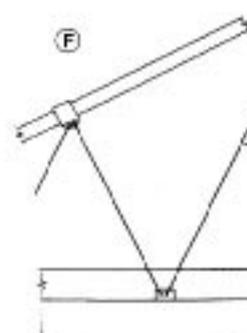
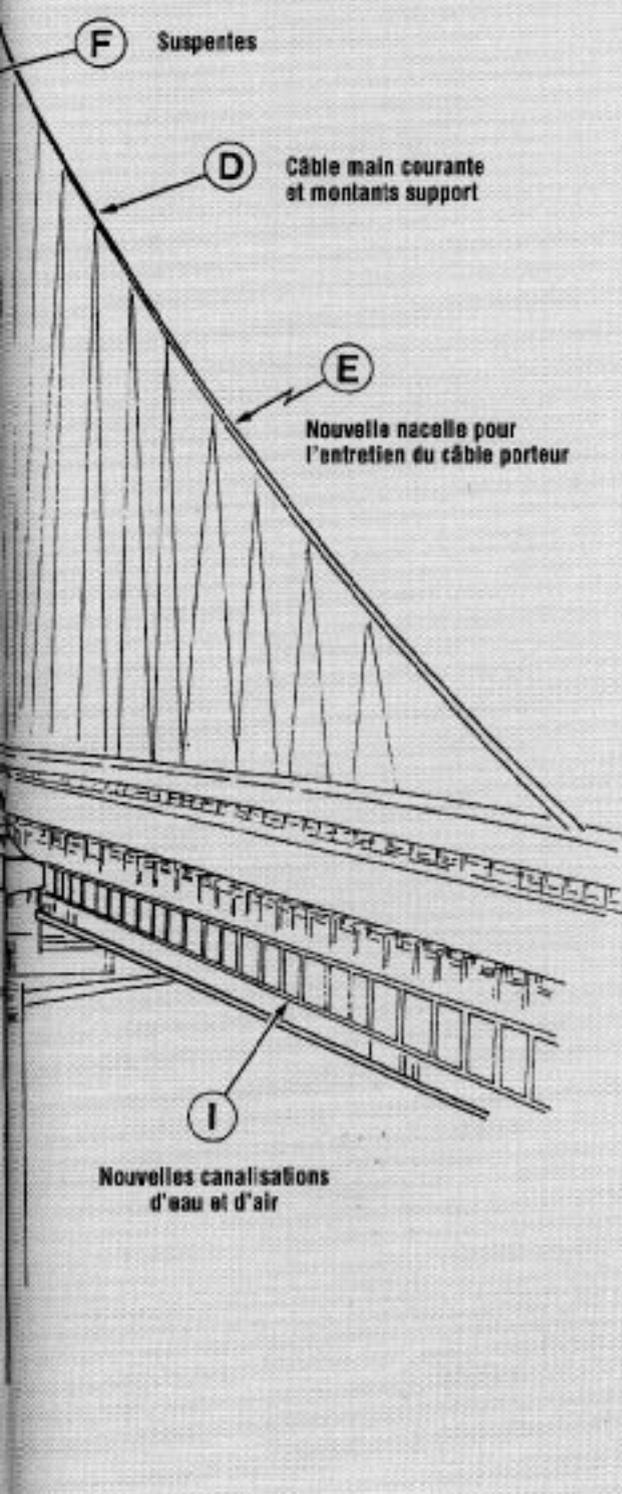
(H) Appuis du tablier

(J) Nouvelle passerelle pour l'entretien du tablier

(B) Entretoise inférieure

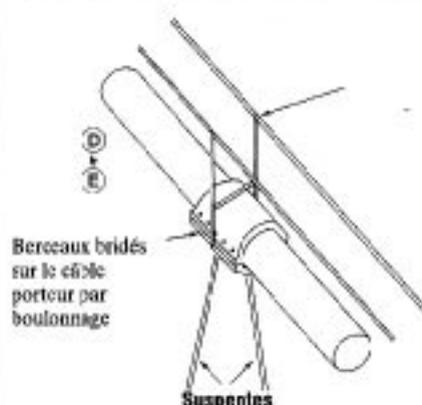
(G & K) Caisson métallique du tablier

Renforcements et réparations

**(F) Suspentes**

Nouvelles suspentes utilisant des câbles légèrement plus puissants et pourvus d'attaches perfectionnées à leurs extrémités.

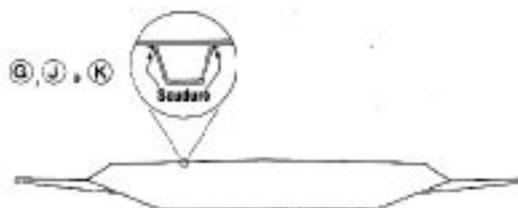
Le remplacement des suspentes est effectué pendant la nuit, une voie de circulation étant neutralisée dans chaque sens.

**(D) & (E) Câble porteur**

De nouveaux câbles de main courante, tenus au-dessus du câble porteur par des montants, supportent des nacelles de maintenance permettant les inspections et les remises en peinture.

(G), (J) & (K) Tablier caisson

Renforcement intérieur du caisson métallique, en particulier découpage et remplacement de 26 km de cordons de soudure entre la tôle supérieure du tablier et ses augeis raidisseurs; en effet, les chargements répétitifs dus aux roues des poids lourds tendent à causer des dommages locaux à ces soudures. La circulation doit être interrompue pendant ces travaux pour limiter les déformations du tablier lors des opérations de soudage.



Nouvelle passerelle se déplaçant sous le tablier.

Nouveaux trous d'homme dans le caisson permettant des accès pour les opérations de renforcement ainsi que pour les futures inspections et opérations d'entretien.

(I)

Des canalisations d'air comprimé et d'eau sont installées sur toute la longueur de l'ouvrage pour les futures opérations de maintenance.

ÉCRANS ACOUSTIQUES

sur ouvrages



Photo G. Fouquet-SETRA/CTICM

Mise en place des écrans acoustiques sur le viaduc de Drancy.

Depuis quelques années, il est de plus en plus fréquent d'équiper les ouvrages urbains avec des écrans acoustiques. Ces écrans, destinés à protéger les riverains du bruit, posent plusieurs problèmes au projecteur. Leur conception doit en effet intégrer plusieurs paramètres. Parmi ceux-ci, il vient immédiatement à l'esprit le type de l'écran, sa portée, son poids, son encombrement, les charges d'exploitation (vent, neige, charges d'entretien...) et ses dispositifs de fixation à l'ouvrage. Le choix d'une solution sera également influencé par l'ouvrage à équiper. Ainsi, dans le cas d'un ouvrage existant, il faudra également prendre en compte la place disponible ainsi que la capacité de résistance de la structure.

Sauf dans le cas d'un ouvrage existant, ces contraintes ne sont pas fondamentalement différentes de celles concernant la conception d'un écran en zone courante d'une infrastructure. Tout au plus, est-il souhaitable de rechercher des écrans les plus légers possibles afin de ne pas pénaliser le dimensionnement de l'ouvrage.

Pourtant, il existe une différence essentielle entre un ouvrage et la zone courante. Contrairement à un talus, un ouvrage subit des mouvements sous l'action de la circulation. Les protections acoustiques, reliées à l'ouvrage, vont donc être « concernées » par ces mouvements, tout particulièrement par la courbure de la structure. La figure 1 montre le mouvement de poteaux libres sous l'action d'une charge placée sur l'une des travées de rive d'un ouvrage symétrique à trois travées.

Qualitativement, les mouvements relatifs de deux supports successifs sont d'autant plus importants que l'ouvrage est souple, car la courbure est inversement proportionnelle à la raideur EI , et que les supports sont hauts et espacés. Mais, quantitativement, ces mouvements sont-ils réellement gênants ?

L'expérience acquise sur des ouvrages existants incite à répondre par l'affirmative. Ainsi, des écrans de 3 m de haut, placés sur un ouvrage récent, ont dû être temporairement déposés. Sous l'action des charges routières, certains panneaux avaient tendance à échapper à leurs fixations, des feuillures.

Afin de mieux appréhender le phénomène et d'y rechercher une solution, un groupe de travail réunissant les constructeurs métalliques, l'OTUA, le CTICM et le SETRA a été constitué. Dans le cadre de

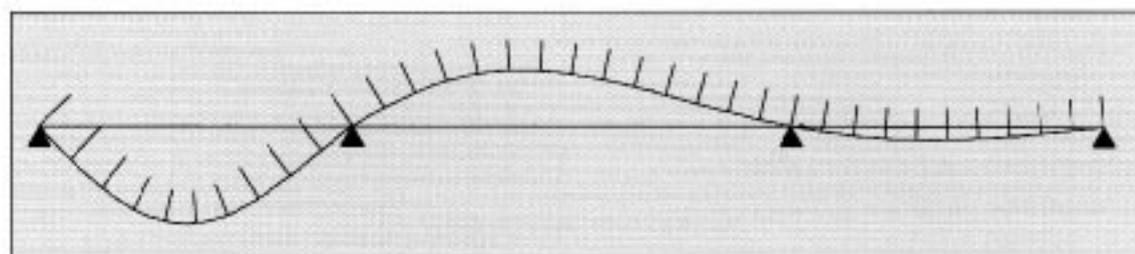


Figure 1 - Mouvement de poteaux libres sous l'action d'une charge en travée 1.

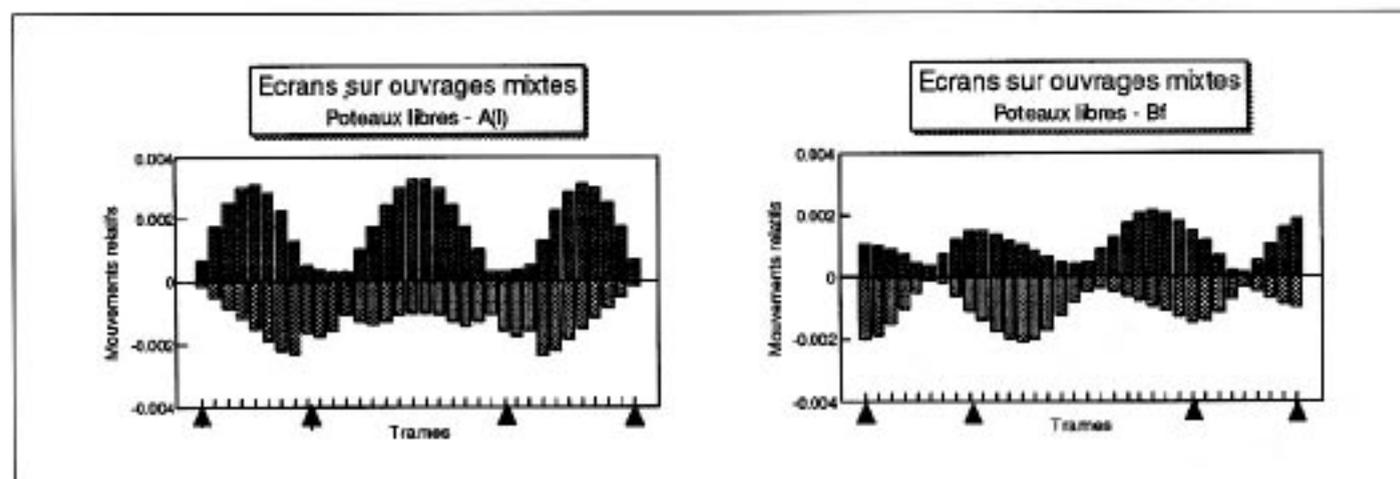


Figure 2 - Mouvements relatifs poteaux libres sous A(I) et B_f.

ce groupe de travail, une étude a été faite sur un ouvrage théorique, un bipoutre en ossature mixte symétrique à trois travées de 50 m, 70 m et 50 m, à deux voies de circulation. Les écrans ont une hauteur de 5 m et sont supportés par des poteaux verticaux espacés de 5 m. Le modèle de calcul prend en compte une seule poutre à laquelle une voie de circulation a été affectée.

Dans le cas de poteaux libres, sous l'action de la charge A(I) sans aucun coefficient, l'amplitude maximale du déplacement entre la tête de deux poteaux successifs est de 4,76 mm. Sous le convoi de fatigue, le camion B_f, cette même amplitude atteint 3,15 mm, toujours sans aucun coefficient. La figure 2 donne les mouvements relatifs des différentes trames sous l'action de A(I) et sous l'action de B_f.

Ces mouvements peuvent paraître faibles mais encore faut-il que le dispositif d'attache de l'écran sur le poteau soit en mesure de l'accepter, plusieurs milliers de fois chaque jour dans le cas du camion B_f. De plus, il n'est bien sûr pas envisageable de remplacer cette attache trop fréquemment. Dans l'hypothèse d'un remplacement tous les vingt ans environ, l'attache doit être en mesure d'assurer quelques vingt millions de cycles sans dommage majeur et dans un environnement relativement agressif. À cela, il faut bien sûr ajouter que l'étanchéité acoustique doit être assurée au droit de la fixation.

La solution à ce problème n'étant *a priori* pas évidente, pourquoi ne pas chercher une solution permettant d'empêcher ou de limiter fortement ces mouvements ?

La première solution qui vient à l'esprit est de relier la tête des poteaux par un profilé continu. Mais on peut craindre un risque de flambement de ce profilé. En fait, il n'en est rien comme l'ont

montré différents calculs. Par contre, comme le montre la figure 3, les poteaux sont soumis à une flexion et les trames se déforiment en parallélogrammes. De plus, il faut prendre en compte une dilatation différentielle entre l'ouvrage et le système support des écrans. Cette dilatation différentielle correspond d'une part au retrait de l'ouvrage et d'autre part à des variations différentielles de température entre les écrans et leurs supports et le reste de l'ouvrage.

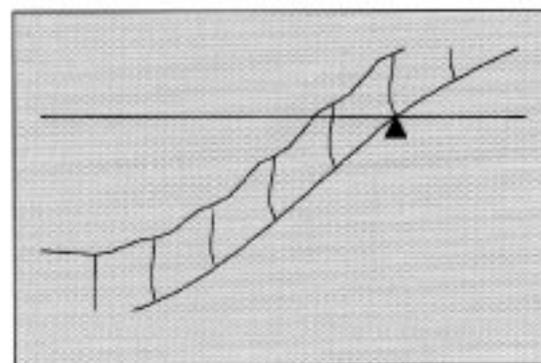


Figure 3 - Poteaux et longerons encastres - Détail.

Les résultats obtenus sur l'ouvrage théorique montrent que, s'il n'y a plus de déplacements horizontaux significatifs entre deux poteaux successifs, la déformation en parallélogramme des trames est importante. La variation de longueur de la diagonale des trames est de 10,94 mm sous l'action de A(I) et de 3,42 mm sous l'action de B_f. De plus, les variations de contraintes atteignent 22 MPa dans les poteaux et 28 MPa dans les longerons sous l'action du camion B_f.

Une telle solution n'est donc pas satisfaisante. D'une part, il faut concevoir une attache acceptant des déplacements verticaux importants liés à la déformation en parallélogramme des trames. Ces

mouvements verticaux sont comparables aux mouvements horizontaux des poteaux libres. D'autre part, il est nécessaire de renforcer et de concevoir l'ossature support vis-à-vis de la fatigue.

Pour réduire les moments de flexion dont l'ossature support est le siège, il est tentant d'articuler les poteaux et les longerons à leurs deux extrémités. Mais il faut disposer au moins un contreventement afin d'assurer la stabilité longitudinale de l'ossature supportant les écrans.

Cette configuration a été également étudiée sur l'ouvrage théorique. Le cas étudié comporte deux contreventements. Un seul contreventement pose en effet un problème de stabilité en cas de choc de véhicule. La position des deux contreventements a bien sûr une incidence sur les résultats, mais, comme l'a montré l'étude, cette incidence reste assez limitée.

L'analyse des résultats obtenus dans ce cas montre que la déformation en parallélogramme des trames augmente de façon significative. Elle est de 22,86 mm sous l'action de $A(l)$ et de 6,89 mm sous l'action de B_f . Il faut également concevoir des articulations simples à réaliser et fiables dans le temps. Cette solution n'est donc pas plus satisfaisante que les précédentes. Elle est même, d'une certaine façon, moins bonne puisque la déformation en parallélogramme est très importante.

D'autres solutions sont bien sûr envisageables. Certaines d'entre elles ont été analysées dans le cadre de l'étude faite sur l'ouvrage théorique. En particulier, nous avons étudié diverses configurations où les poteaux sont articulés à une extrémité et encastés à l'autre et où les longerons sont soit articulés soit

continus. Mais l'analyse de ces cas n'a pas permis de mettre en évidence une solution satisfaisante à la fois vis-à-vis des déplacements et des contraintes.

En conclusion de cette étude, il est apparu que la solution d'écrans supportés par des poteaux libres en tête était la moins mauvaise. Elle nécessite toutefois de trouver un dispositif d'attache capable d'accepter les mouvements imposés par la structure avec une pérennité suffisante et une étanchéité acoustique satisfaisante.

L'étanchéité acoustique conduit immédiatement à prévoir de disposer un joint entre le poteau support et le panneau acoustique. Il est alors très tentant de rechercher un joint acceptant les mouvements imposés. L'analogie avec un appareil d'appui vient assez vite à l'esprit. Cet «appui» doit absorber les mouvements soit par glissement soit par distorsion.

■ La première famille de solutions est bien connue avec les appareils d'appui en élastomère revêtu, par exemple, de Téflon. Elle a fait ses preuves avec des déplacements plus importants mais aussi moins fréquents. De plus, une contrainte minimale doit être appliquée à l'appui si l'on ne veut pas le voir migrer.

Pour remédier au risque de migration, il suffit de coller l'appui soit sur le panneau acoustique, soit sur son support, le poteau. Il reste à traiter la question du vieillissement des surfaces de glissement après plusieurs millions de cycles. Une dégradation de cette surface aura bien sûr pour conséquence d'augmenter le coefficient de frottement et donc de brider les mouvements. On peut donc craindre des désordres dans les panneaux ou leurs attaches.

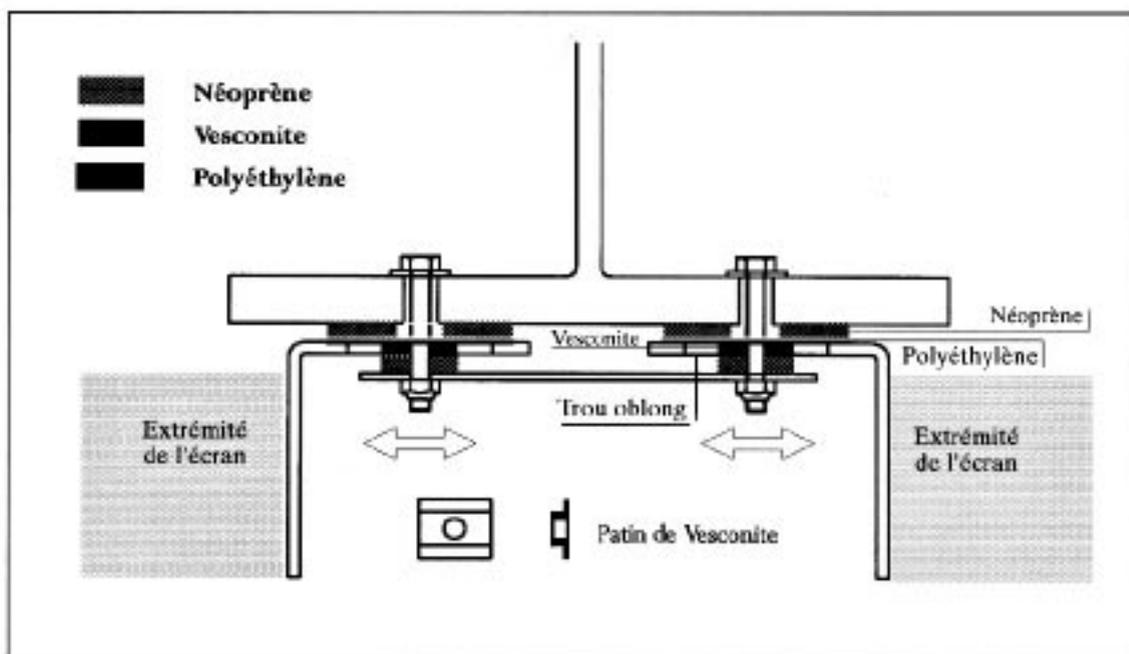


Figure 4 - Dispositif d'attache du Viaduc de Drancy.

C'est pourtant cette solution qui a été retenue pour les écrans du Viaduc de Drancy. La figure 4 représente le dispositif d'attache de l'écran sur le poteau. La cornière reçoit sur l'une de ses ailes le panneau acoustique tandis que l'autre aile est percée par un trou oblong permettant le mouvement. Le glissement s'effectue sur une plaque de polyéthylène du côté du poteau support et sur un patin de Vesconite® sur les deux faces du trou oblong. Le patin de Vesconite® permet, par sa raideur, d'assurer un serrage minimum des deux plaques de Néoprène.

Ce dispositif a fait l'objet d'un essai effectué par le CSTB. Après dix millions de cycles, aucun désordre particulier n'a été constaté. Seule une usure de quelques dixièmes de millimètre du patin de Vesconite® a été mesurée ainsi que la disparition de la peinture recouvrant la cornière.

Si ces résultats sont *a priori* satisfaisants, il faut toutefois remarquer qu'ils ont été obtenus dans des conditions idéales de laboratoire. On peut donc craindre, avec une mise en œuvre dans des conditions de chantier et placé dans une atmosphère agressive, que le coefficient de frottement de ce dispositif n'augmente dans le temps. Une partie du mouvement devra alors être reprise sous forme de déformée de flexion par la cornière si celle-ci n'est pas raidie par des fourrures triangulaires. Dans ce cas, il est probable que la cornière péricule par fatigue.

■ **La seconde famille de solutions** est aussi assez bien connue. Le mouvement est repris par distorsion d'un matériau souple comme le Néoprène. Si cette solution est rarement mise en œuvre dans le domaine des ouvrages d'art, elle l'est de façon beaucoup plus fréquente par l'industrie lorsqu'il

s'agit de découpler les mouvements de deux éléments. À titre d'exemple on peut citer les Silentbloks reliant un moteur à son support.

Le parallèle avec un Silentbloc de véhicule automobile n'est pas neutre. En effet, une telle pièce doit être capable d'absorber des vibrations relativement importantes pendant des millions de cycles et dans des conditions agressives. C'est pourquoi, nous nous sommes rapprochés des industriels fabriquant ce type de produit afin de mettre au point, si elle existe, une solution au problème posé.

Actuellement, les premiers travaux menés par la société PAULSTRA ont montré qu'une solution d'attache de type Silentbloks était possible. L'attache esquissée serait capable de reprendre un mouvement de 5 mm d'amplitude ainsi que l'effet d'un vent de 150 kg/m² avec une durée de vie d'une vingtaine d'années. Cette première esquisse doit être affinée à partir des différentes configurations de panneaux envisageables (panneaux verticaux, panneaux inclinés, panneaux de couverture). Si la validité de cette solution est confirmée à l'issue de cette seconde phase, il est prévu de réaliser un prototype pour effectuer des essais de fatigue de l'attache et de vieillissement du matériau.

En conclusion, la mise en place d'écrans acoustiques sur des ouvrages, mêmes souples, ne doit pas poser de difficultés particulières dès l'instant où il existe une bonne conception de leurs attaches. La solution de type Silentbloc est très prometteuse en ce domaine. Mais il ne faut pas vendre la peau de l'ours avant de l'avoir tué... ■

Jean-François FONTAINE

JOINTS DE CHAUSSÉE

marché et importance du coût de la réparation

Dans le guide «*Joint de Chaussée des Ponts Routes*», nous avons essayé de préciser le marché des joints de chaussée: linéaire total et linéaire par gamme de souffle. Cette estimation établie d'après la base de données statistiques sur la construction des ponts était, de fait, limitée aux ouvrages neufs et ne donnait pas de renseignements sur les types de joints effectivement utilisés.

Devant l'intérêt de mieux connaître ce marché tant pour les industriels que pour la mise en place d'une politique de suivi, nous avons donc repris cette étude sur la base des listes de références de pose fournies par les fabricants/installateurs de joints de chaussée que nous tenons à remercier pour leur précieuse collaboration.

L'autre volet de notre étude a porté sur l'importance du poste «*réparations des joints de chaussée*» dans l'ensemble des travaux de réparation des ouvrages d'art. Cette étude a paru intéressante à mener car elle devrait permettre de mieux cerner les enjeux économiques et techniques pour essayer d'améliorer la durabilité de ces produits et, ainsi, orienter notre politique des avis techniques. Pour ce faire, la méthode de travail a consisté à exploiter les dossiers de demandes de crédits de réparation des ponts sur les routes nationales (donc à gestion Direction des Routes). Ces dossiers adressés aux Inspections Ouvrages d'Art sont transmis pour information ou pour avis au CTOA du SETRA.

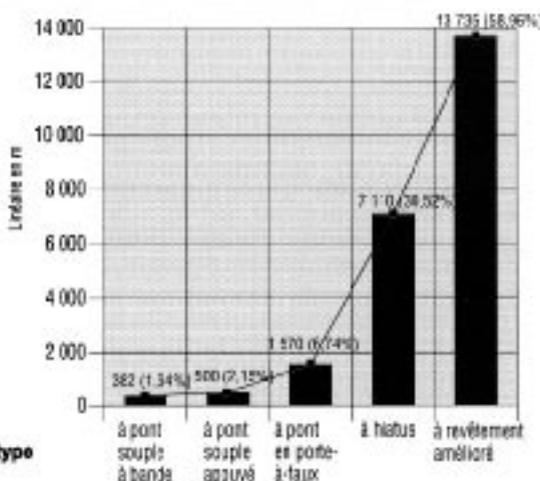
Marché des joints de Chaussée

Données statistiques obtenues

Les éléments d'informations dont nous disposions concernaient le linéaire de joints de chaussée mis en œuvre en France durant trois années consécutives jugées représentatives (1990 à 1992). La répartition du linéaire donnée ci-après a été rapportée sur un an. Nous distinguerons la répartition: a) par famille de joint de chaussée, selon la classification définie au § 3.1.1.1 du guide «*Joint de Chaussée des Ponts Routes*», b) selon le souffle du joint.

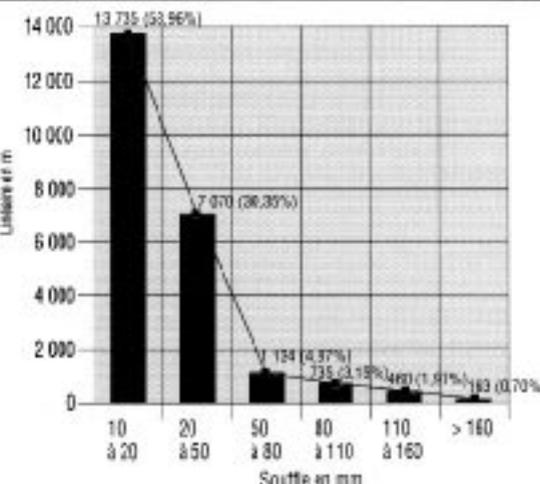
On note une part peu importante de la famille des joints à pont souple consecutive à la disparition progressive en France des joints de type FT (joints à pont appuyé) au profit de joints plus performants de la famille des joints à pont appuyé à bande (type M). Cette dernière catégorie est sous représentée sur le graphique, le développement des joints M s'étant réellement effectué à partir de 1992.

Linéaire annuel selon le type de joint de chaussée.



On observe également que près de 90% du linéaire de joints concernant des souffles ≤ 50 mm et que les joints de grand souffle (> 110 mm) représentent moins de 3% du linéaire. Ceci explique le faible nombre de produits disponibles pour des souffles importants du fait du problème du coût des investissements eu égard au faible marché.

Linéaire annuel selon le souffle du joint (en mm).



Coût de la réparation des joints de chaussée

Conditions d'exécution de l'étude

Il est important de préciser que notre étude a porté sur les demandes de crédits inscrites dans les programmes spécifiques de grosses réparations sur routes nationales.

Toutes les interventions sur les joints ne sont pas intégrées dans cette étude, car les services gestionnaires peuvent effectuer des travaux sur des joints dans leur enveloppe budgétaire d'entretien routier courant. L'exploitation des dossiers a parfois posé quelques difficultés du fait de certaines imprécisions portant sur le type d'ouvrage, l'éventuelle intervention sur le joint, etc. C'est la raison pour laquelle l'étude ne

porte que sur 81 départements et 227 ouvrages pour lesquels une réparation de joints de chaussée a été demandée par le gestionnaire.

Les montants des demandes de crédits de réparation des ponts (toutes opérations confondues) d'une part et des opérations d'entretien et de réparation spécifiques aux joints de chaussée d'autre part obtenus pour une période de 3 à 6 ans ont été rapportés à l'année.

Pour avoir un ratio représentatif de la réalité, il importait de ne tenir compte que des ouvrages qui, par leur nature, comportent un joint de chaussée. Nous avons donc éliminé de nos recensements les demandes de crédits relatives à des ouvrages type pont maçonnerie, pont cadre, murs de soutènement, etc. qui n'ont pas de joints de chaussée.

Résultats obtenus

Compte tenu de ces précisions et des limites de notre étude, le pourcentage des crédits d'entretien pour le poste consacré aux joints de chaussée peut être estimé à 9% du total des demandes de crédits inscrites dans les programmes de grosses réparations sur routes nationales. Il apparaît que ce ratio est d'un ordre de grandeur très proche de celui résultant d'études menées sur ce sujet dans le contexte des autoroutes d'une part par M. Trouillet de R/CA (8%) et d'autre part par M. Barbaux de COTROUTE (9%). Il apparaît cependant plus élevé que le chiffre relevé dans une étude allemande : 6,3%.

Il ne faudrait pas cependant en conclure que le poste « réparation des joints » est aussi important et que la durabilité des produits soit seule en cause. En effet, quand on analyse un peu plus finement les causes des interventions, on relève que les estimations tiennent compte des réparations inhérentes au joint de chaussée proprement dit mais aussi de celles qui découlent des travaux de réfection d'autres parties d'ouvrages. Dans ce dernier cas, il est difficile de savoir si le joint de chaussée était en parfait état de fonctionnement ou s'il était nécessaire de procéder également à des réparations.

Causes probables de reprises des joints de chaussée

Parmi les travaux de réfection d'autres parties d'ouvrages entraînant des interventions sur joints de chaussée, on peut citer les points suivants :

- réfection ou mise en place d'une étanchéité,
- remplacement d'appareils d'appui, relèvement de tablier,
- réfection de la couche de roulement.

— reconstruction ou mise en place d'une dalle de transition etc.

Parmi des désordres inhérents au joint lui-même, citons :

- le desserrage de la boulonnerie d'ancrage,
- le défaut d'étanchéité sous le joint,
- la détérioration du joint de chaussée (par ancienneté...),
- la fissuration des solins en béton ou en asphalte,
- les mauvaises dispositions constructives (défaut de tenue du béton des ancrages, ferrailage d'about insuffisant...).

Parmi les autres paramètres ayant entraîné des réparations sur les joints, on peut citer :

- l'inadaptation des joints au trafic et à la période de mise en œuvre (joints à revêtement amélioré remplacés par des joints mécaniques par exemple),
- la mise en butée du tablier,
- les chocs accidentels (par des engins de déneigement),
- l'absence de recalage des joints après réfection des enrobés.

Conclusion

L'étude sur le marché des joints de chaussée en France a permis de disposer de données suffisamment fiables sur le volume de ce marché et les parts respectives des types de joints. On constate que près de 95% du linéaire concerne les joints de soufflé inférieur ou égal à 8 cm. C'est donc sur ce linéaire que la concurrence est la plus large mais où, aussi, nous devons être vigilants pour avoir des produits de qualité et durables. Par ailleurs, le coût de la procédure d'appréciation (notamment le coût des essais) devra tenir compte de la faible marge dégagée sur ces produits pour ne pas imposer des essais d'un coût hors de proportion avec celui du produit.

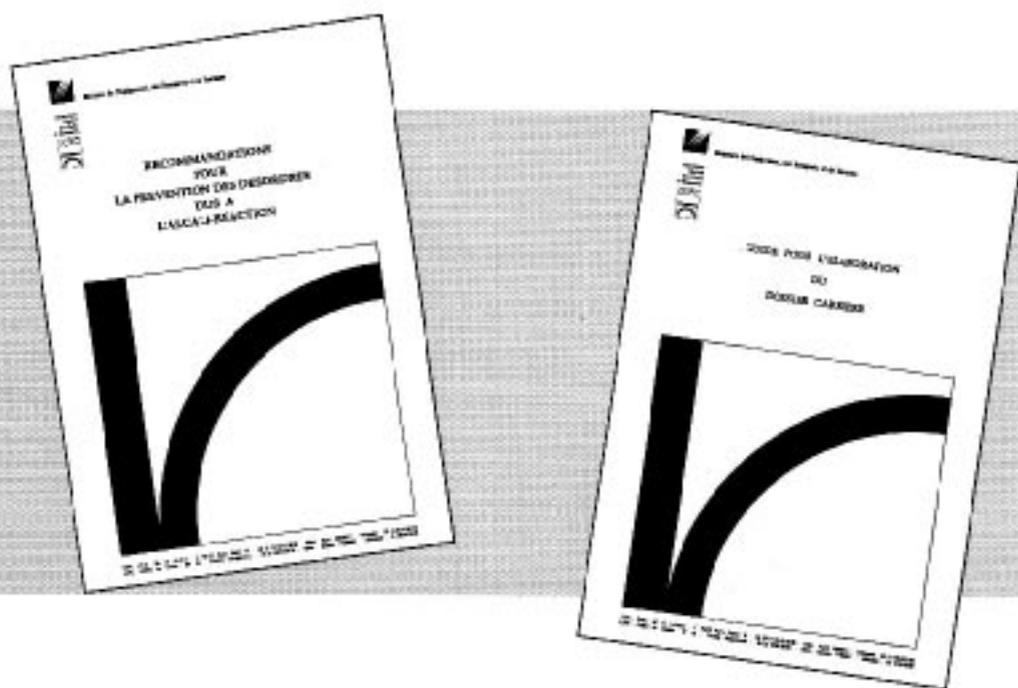
La mise au point de joints à grand souffle est coûteuse et la rentabilité est faible eu égard au volume du marché.

L'étude sur le coût de l'entretien donne des ratios importants mais il convient de tempérer la brutalité du chiffre obtenu, à savoir 9% du total des demandes de crédits inscrites dans les programmes de grosses réparations d'ouvrages d'art sur routes nationales ; une estimation entre 6% et 8% paraît plus proche de la réalité pour le seul aspect de la durabilité du produit. Il reste que ce chiffre est encore élevé et qu'il est important de travailler à une amélioration de la qualité des joints de chaussée des ponts routes et de veiller au bon respect des conditions de pose. ■

Michel FRAGNET
Yvon MEURIC

ALCALI-RÉACTION

les nouvelles recommandations



Les recommandations et son document annexe - le dossier carrière - sont disponibles au Service des Publications du LCPC, au prix de 250 F.

Les nouvelles recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction publiées en juin 1994 par le LCPC, remplacent les recommandations provisoires de janvier 1991 dont une présentation avait été faite dans le bulletin *Ouvrages d'Art* n° 11 du SETRA. Elles sont accompagnées d'un document annexe intitulé « Guide pour l'élaboration du dossier carrière », ce guide ayant été préparé par l'Union Nationale des Producteurs de Granulats (UNPG) en collaboration avec le LCPC, puis adopté par le « Comité Technique Français Alcali-réaction ».

La diffusion de ces deux documents est accompagnée par une lettre circulaire datée du 24 janvier 1995 et adressée par le Directeur des Routes à l'ensemble des DDE; il est suggéré à celles-ci de se rapprocher des LRPC et des DOA de CETE pour appliquer les recommandations.

Ces recommandations intègrent les nouvelles connaissances acquises depuis la publication du document provisoire précédent, ainsi que les nouvelles méthodes d'essais préventifs qui ont, pour la

plupart, été normalisées par l'AFNOR. Si les nouvelles recommandations reprennent la démarche préventive ainsi que la trame du document d'origine de janvier 1991, elles s'en distinguent néanmoins sur trois points essentiels:

■ **l'introduction d'une nouvelle catégorie de granulats dénommés « Potentiellement Réactifs à effet de Pessimum » (PRP).** Ces granulats comportent une proportion de silice réactive située en dehors d'une plage de valeurs dites pessimales, et qui les rend sans danger vis-à-vis du développement d'une réaction expansive du type alcali-réaction dans le béton. Ces granulats se comportent donc comme des granulats non réactifs lorsqu'ils sont utilisés dans le béton, pourvu que les deux conditions présentées au chapitre 9 des recommandations soient respectées. La première condition impose que la formulation de béton contienne exclusivement des granulats classés PRP, ce que l'ensemble du mélange granulaire, bien que constitué de granulats qualifiés séparément de NR (Non Réactif), PR (Potentiellement Réactif) ou PRP, soit globalement caractérisé comme PRP. La seconde condition porte sur la composition du mélange granulaire.

■ **la mise au point d'un essai de performance sur formule réelle de béton.** Cet essai non normalisé et dont le mode opératoire figure en annexe G des recommandations, consiste à mesurer, par un essai accéléré (température de 60° C et 100% d'humidité relative), l'allongement d'éprouvettes de béton dont la formule est représentative de celle qui sera effectivement utilisée pour réaliser l'ouvrage. Bien que la rapidité de l'essai ait été recherchée, l'importance attachée à la fiabilité de l'essai a conduit à une durée minimale de 3 ou 5 mois selon la nature des roches en présence.

■ **la détermination des alcalins actifs contenus dans un échantillon de ciment.** Cette méthode expérimentale basée sur une attaque acide ménagée d'un échantillon de ciment est décrite dans l'annexe E des recommandations; elle s'avère particulièrement utile dans le cas où l'on ne dispose pas des informations nécessaires à l'application de la formule conventionnelle déjà proposée dans la version précédente de janvier 1991, où dans le cas du contrôle d'une fourniture de ciment.

En outre, les recommandations s'appuient sur le nouveau fascicule de documentation P 18-542 de 1994 intitulé « Granulats courants pour bétons hydrauliques - les critères de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction ». L'objet de ce nouveau fascicule est de donner les moyens qui permettent de classer un granulats donné vis-à-vis de l'alcali-réaction; il définit comment doit être conduite une opération de qualification d'un granulats, en s'appuyant dans un premier temps sur une étude pétrographique, puis dans un second temps sur une série de cinq essais normalisés. Il fixe, pour chacun de ces essais, le domaine de validité et les critères d'interprétation (seuils). Le nombre d'essais normalisés a donc singulièrement augmenté depuis janvier 1991; ce sont respectivement :

NF P 18-585: Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - essai sur mortier;

NF P 18-587: Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - essai sur béton;

NF P 18-588: Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - essai accéléré sur mortier MICROBAR;

NF P 18-589: Granulats - Test cinétique: réactivité potentielle de type alcali-silice et alcali-silicate (ex P 18-584 annulée);

P 18-590: Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - essai accéléré sur mortier par autoclavage.

Les deux premiers essais sont des essais de longue durée (respectivement 6 et 8 mois), tandis que les trois autres essais donnent des résultats en moins d'une semaine. Seuls les essais P 18-588 et P 18-589 sont actuellement capables de détecter les granulats de type PRP.

Parmi les six voies possibles correspondant au niveau de prévention B (cas le plus courant pour les ponts), les deux voies constituées par des différences d'emploi suffisamment convaincantes (expérience et études régionales), ou par l'utilisation en proportions suffisantes d'additions minérales inhibitrices de la réaction, n'ont pas fait l'objet de développements nouveaux par rapport aux recommandations provisoires.

Quant au guide pour l'élaboration du dossier carrière, il précise la méthodologie à suivre pour pouvoir qualifier une production de granulats naturels vis-à-vis de l'alcali-réaction: en non réactifs (NR), potentiellement réactifs (PR) ou potentiellement réactifs à effet de pessimum (PRP). Cette méthodologie s'applique à tous les types de gisements naturels (roches meubles ou massives) et doit aboutir à l'établissement du dossier carrière qui constitue un élément du plan qualité du producteur de granulats. Le dossier carrière vient en complément de la norme expérimentale P 18-541 (Granulats pour bétons hydrauliques - spécifications) qui remplace la norme NF P 18-301, et qui indique que les granulats doivent être qualifiés vis-à-vis de l'alcali-réaction.

L'ensemble de ce dispositif sera complété par le « Guide pour la rédaction des pièces écrites de DCE d'ouvrages d'art dans l'optique d'une prévention des désordres dus à l'alcali-réaction ». ■

Bruno GODART

Notes: Le « guide pour la rédaction des pièces écrites de DCE d'ouvrages d'art dans l'optique d'une prévention des désordres dus à l'alcali-réaction » est quasiment achevé et devrait être diffusé par le Sema vers la fin de l'année. Dans cette attente, une version provisoire de ce guide peut être obtenue, en cas de besoin, au Sema auprès de D. Poineau - (Tél.: (1) 46 11 32 82).

OUVRAGES VOUTÉS sous remblai pose en dépression



Ce type d'ouvrage a été conservé pour franchir des vallées plus profondes, nécessitant des couvertures de remblai importantes (> 15 mètres). Ce fut notamment le cas de l'autoroute A 75 dans sa traversée de la Lozère, où le relief montagneux a entraîné la réalisation d'ouvrages voûtés sous des couvertures de remblai atteignant fréquemment 20 mètres et jusqu'à 35 mètres pour le plus chargé.

Avec de telles épaisseurs de remblai, on se trouve alors confronté au problème de l'effet « Marston » pénalisant l'ouvrage et sa fondation.

Pour résoudre ce problème, il a été fait appel à la technique de la « pose en dépression », qui fut l'objet du présent article.

L'effet « Marston »

Du fait de la présence de l'ouvrage peu déformable enterré dans le corps du remblai, les tassements des remblais adjacents (plus épais) sont supérieurs à ceux des remblais sur l'ouvrage (moins épais). Ce tassement différentiel induit peut être schématisé par un cisaillement le long de deux plans verticaux entourant l'ouvrage, comme un frottement négatif dans le cas des pieux. Il se traduit par une charge verticale sur l'ouvrage supérieure au poids des terres. Le rapport entre cette charge et ce poids est appelé « coefficient Marston ». Au regard de l'abaque représenté en figure 1, on s'aperçoit que ce coefficient devient rapidement important surtout pour les ouvrages de dimensions moyennes, ayant des ouvertures inférieures à 5 à 7 mètres.

Par exemple, pour un ouvrage fondé sur un sol rigide ($r = 1$), de dimensions classiques ($V/D = 0,7$), ce coefficient atteint 1,5 pour $Hr/D = 2$ et 1,7 pour $Hr/D = 4$. Cette charge verticale peut entraîner deux inconvénients :

- mettre en flexion-compression excessive la voûte,
- conduire à des contraintes trop fortes sur le sol de fondation.

Une forme géométrique de l'ouvrage adaptée, funiculaire des charges, permet de ne pas trop solliciter la voûte. Une amélioration de la portance du sol de fondation, en général d'un coût élevé, une atténua-

Le Pneusol.

Historique

Une des techniques de rétablissement d'un cours d'eau, d'une voie routière ou d'un passage agricole, lors d'un franchissement en remblai d'une vallée par une route ou une autoroute, consiste en la construction d'un ouvrage enterré en béton.

Jusqu'en 1975 environ, ces ouvrages étaient massifs et très faiblement armés avec des épaisseurs d'environ 0,80 mètre en clef et 2,00 mètres aux reins, conduisant à des coûts fort élevés.

Après la réalisation du deuxième tunnel de l'autoroute A13 à Saint-Cloud et de deux ouvrages en 1982 sur la déviation de Baud de la RN 24, dont l'un d'eux fut instrumenté, la conception des ouvrages enterrés en voûté mince en béton armé, nettement plus économique, a définitivement supplanté celle des voûtés massifs. Ces ouvrages, voûtés minces, sont soit coulés en place soit entièrement ou partiellement préfabriqués.

On a ainsi construit un nombre important d'ouvrages dont les ouvertures allaient de 2 à 11 mètres, les épaisseurs de 18 à 35 centimètres et les couvertures de remblai de 1 à 10 mètres.

tion sensible de « l'effet Marston » ou éventuellement les deux solutions ensemble peuvent permettre d'assurer la fondation de l'ouvrage.

La solution d'atténuation sensible de « l'effet Marston » semble la plus intéressante, car elle présente l'avantage de diminuer la charge sur l'ouvrage et par là donc de pallier en même temps les deux inconvénients. C'est la technique de la pose en dépression.

Pose en dépression

La technique de la pose en dépression est simple. On introduit dans le corps du remblai au-dessus de l'ouvrage un matériau compressible, dont les tassements attendus doivent diminuer, annuler voire inverser le tassement différentiel.

Nos anciens connaissaient cette technique et utilisaient un matériau compressible composé de bottes de paille qui, certes, permettait de répondre au problème posé mais présentait l'inconvénient de la méconnaissance de ses caractéristiques mécaniques et de son évolution dans le temps.

Plus récemment on a fait appel à deux autres techniques.

La première mise en œuvre a consisté à jouer sur le « compactage différentiel » des remblais en compactant peu ou pas une certaine épaisseur des remblais surmontant l'ouvrage. Cette technique est certes, dans son principe, élégante – on emploie toujours le même matériau – mais elle nécessite un contrôle précis par des personnes compétentes de la mise en place et du compactage des remblais. Un cas de pathologie grave a conduit à mettre en sommeil cette technique quelque peu pointue.

La deuxième technique utilisée, le « Pneusol », procédé inventé par Monsieur N.-T. Long du LCPC, dans son application de répartiteur de contraintes et atténuateur de « l'effet Marston », semble plus facile à maîtriser grâce à une meilleure connaissance des caractéristiques géomécaniques du matériau.

LE PNEUSOL

Dans cette application, le Pneusol est constitué de pneumatiques poids lourds posés à plat les uns à côté des autres, que l'on vient remplir avec le remblai courant. On obtient ainsi un matériau dont les caractéristiques sont connues et n'évoluent pas dans le temps : poids volumique de 1 à 1,2 tonne par mètre cube et module de compression 4 à 5 fois plus faible que celui du remblai courant. On peut ainsi en

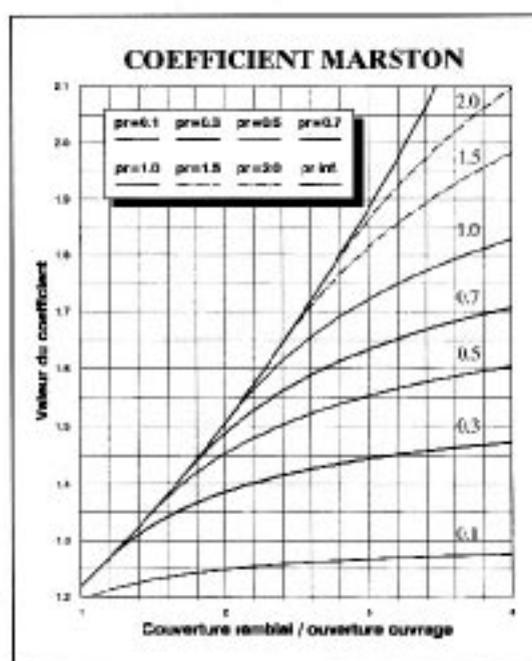


Figure 1

V : hauteur totale

D : ouverture hors tout aux piédroits

Hr : hauteur de couverture du remblai

$p = V/D$

$r = 0,7$ (cas courants)
1,0 (sur rocher)

jouant sur l'épaisseur de ce matériau atténuer plus ou moins sensiblement « l'effet Marston ».

Transversalement, ce massif Pneusol, placé à environ 50 centimètres à 1 mètre au-dessus de la clef de voûte, s'étend sur une largeur d'environ 1,5 fois l'ouverture de l'ouvrage (1,5 D) et une épaisseur, déterminée par le calcul, comprise entre le tiers et la moitié de la hauteur de l'ouvrage ($V/3$ à $V/2$). Pour compenser en partie la forme voûtée de l'ouvrage, on rajoute en sus du nombre de couches déterminé par le calcul une couche de largeur 0,5 D en partie supérieure, axée sur la clef de voûte.

Longitudinalement, cette disposition s'étend jusqu'aux sections de l'ouvrage où la couverture de remblai est égale à environ la moitié de l'ouverture ($D/2$), l'épaisseur du Pneusol étant diminuée ensuite en suivant la pente du talus.

Exemple d'étude d'un ouvrage de la DDE de la Lozère

Il s'agit d'un ouvrage hydraulique biais à 63 grades et placé sous une couverture de remblai de 35 mètres d'épaisseur, permettant le passage de piétons en l'absence de crues. Sans la pose en dépression, le coefficient « Marston » aurait valu 1,9. Cela aurait conduit à concevoir un ouvrage d'un coût exagéré, dû à un excès de compression dans la voûte exigeant de surépaissir fortement la structure, et à une sollicitation excessive du sol de fondation induite par la charge verticale importante. On trouve en figures 2 et 3 les coupes transversale et longitudinale retenues pour l'étude.



Il a donc été prévu de réaliser une pose en dépression à l'aide d'un massif Pneusol et la forme de l'ouvrage a été optimisée afin d'obtenir une structure mince - l'épaisseur de la voûte est de 30 cm -, peu sollicitée et ne chargeant pas exagérément le sol de fondation, par ailleurs d'excellente qualité.

Justification

MODÉLISATION

Le calcul a été fait dans une section transversale de l'ouvrage pour une tranche de 1 mètre de longueur. La structure a été décrite par un ensemble de nœuds et de barres en interaction avec le remblai environnant. Cette interaction a été caractérisée par des ressorts élasto-plastiques placés aux nœuds, verticaux sous la fondation et horizontaux sur les piédroits et la partie inférieure de la voûte. Le calcul du module de réaction appliqué aux ressorts a été fait suivant l'annexe F3 du fascicule 62 titre V, en prenant pour le calcul de ceux appliqués aux piédroits et à la voûte une largeur de semelle fictive égale à la hauteur totale de l'ouvrage.

Les ressorts ont été considérés en phase élastique tant que les déplacements des nœuds se sont faits vers le remblai. Ces ressorts n'ont donc pas été tendus sous les différents cas de chargement, sauf pour le calcul des sections d'extrémité de l'ouvrage soumises à une poussée dissymétrique due au biais de l'ouvrage (cf. Cas particulier ci-après).

La valeur du module pressiométrique retenue pour le calcul du module de réaction a été prise égale au cinquième du module EV2 attendu (essai à la plaque LPC au deuxième chargement) pour les remblais techniques.

HYPOTHÈSES DE CALCUL

Ces ouvrages sont soumis principalement à l'action des remblais, décomposée en deux parties :

- l'action verticale, correspondant au poids des terres pondéré par le coefficient « Marston »,
- l'action horizontale, correspondant au poids des terres pondéré par le coefficient de poussée.

Compte tenu des incertitudes que l'on peut avoir sur ces coefficients, le calcul de cet ouvrage a été fait en fourchette en croisant les valeurs des coefficients.

1. Coefficient « Marston »

Deux cas se présentent :
sans pose en dépression,
avec pose en dépression.

• Sans pose en dépression

On a déterminé la valeur théorique M du coefficient « Marston » à l'aide de l'abaque (cf. Figure 1) avec dans la partie la plus chargée $Hr/D = 5$, $r = 1$ (rocher) et $p = 1$ soit 1,9. Pour le calcul en fourchette on a choisi :

$$M_{\max} = 1,1 M \quad \text{soit } 2,1$$

$$M_{\min} = 0,9 M \quad \text{soit } 1,7$$

• Avec pose en dépression

Le Pneusol a un module de compression compris entre le quart et le cinquième du module du remblai courant. On a calculé les valeurs théoriques M du coefficient « Marston » (cf. article de Messieurs N.-T. Long et P. Vezole *Annales de l'ITBT* n° 515 de juillet-août 1993) correspondant à ces deux limites et notées $M4$ (le quart) et $M5$ (le cinquième). On a pris :

$$M_{\max} = \text{Max} (1,1 M4; 1,2) \\ \text{soit } 1,2 \text{ dans la partie la plus chargée}$$

$$M_{\min} = M5 \\ \text{soit } 0,7 \text{ dans la partie la plus chargée.}$$

Cette fourchette a été appliquée à la justification de la structure proprement dite. Pour la justification vis-à-vis de la portance du sol de fondation, on a pris $M4$ (0,8 dans la partie la plus chargée) uniquement.

2. Coefficient de poussée

On a pris la fourchette suivante :

$$k_{\max} = 0,5$$

$$k_{\min} = 0,3,$$

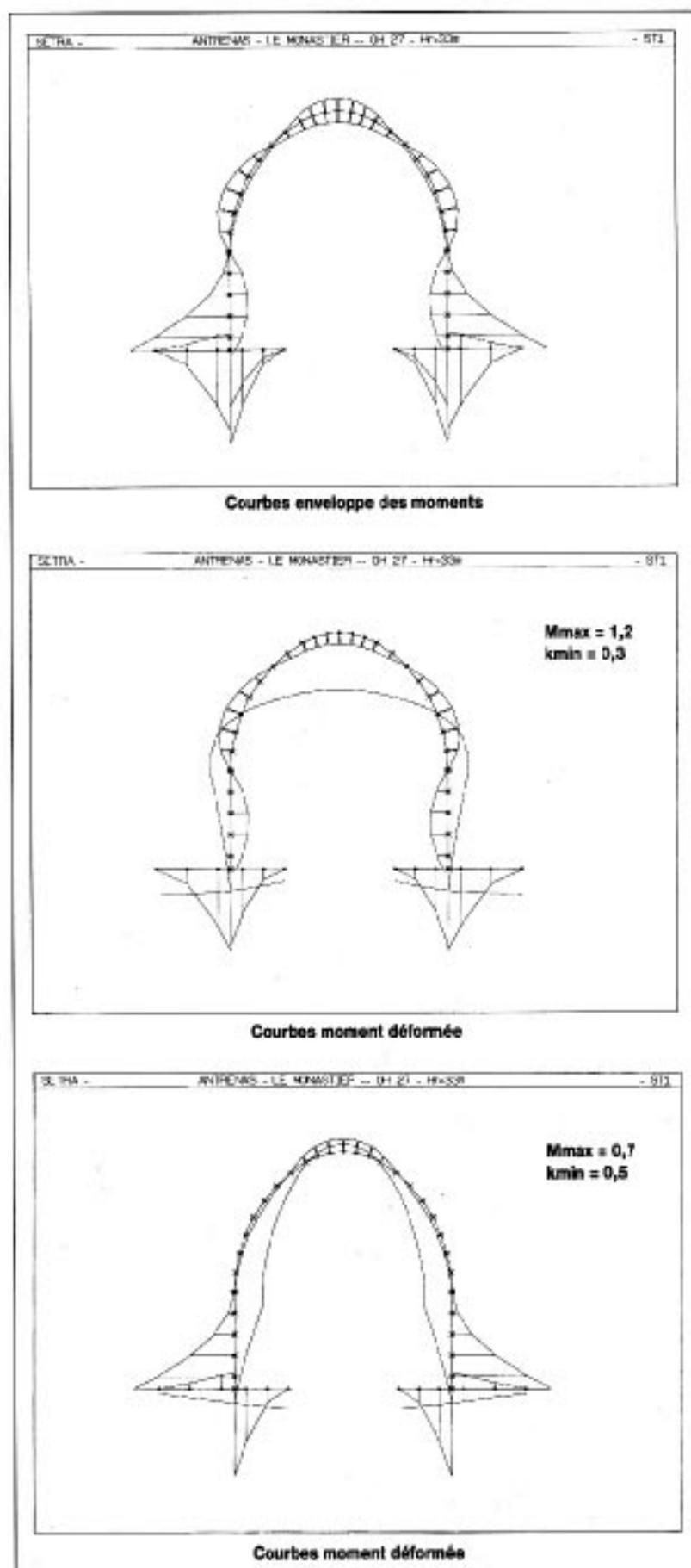


Figure 4.

• Cas particulier des extrémités

Le biais introduit une dissymétrie de poussée entre les deux côtés de la structure particulièrement accentuée aux deux extrémités de l'ouvrage.

Le calcul des coefficients de poussée active k_a , à gauche et à droite de la structure, a été fait, en considérant la géométrie particulière du talus du remblai de la section étudié à l'aide de tables de poussée (Caquot Kérisel par exemple) avec un angle de frottement interne ϕ de 33° . On a pris la fourchette suivante :

$$k_{\max} = 5/3 k_a$$

$$k_{\min} = k_a.$$

Dans ce cas particulier, pour ne pas trop se pénaliser, on a admis une légère « traction » des ressorts horizontaux (déplacement vers l'intérieur de l'ouvrage) tant que la pression finale est restée supérieure à la pression active.

Résultats

Le calcul de l'ouvrage a été fait à l'aide du logiciel ST1 du SETRA dans son application structure plane avec sollicitations planes. On s'aperçoit, en regardant la figure 4 donnant les courbes enveloppe des moments, déformée amplifiée et moments dans les cas de charges « M_{\max} , k_{\min} », et « M_{\min} , k_{\max} », que la géométrie de l'ouvrage est assez bien optimisée.

Cet ouvrage, actuellement en construction, a été instrumenté. On pourra ainsi suivre en particulier les charges verticale et horizontale sur l'ouvrage, les contraintes en certains points (clef et reins de voûte, piédroits) et la déformée.

Sur les quelques ouvrages terminés et instrumentés, on a constaté qu'en général la voûte et les piédroits étaient comprimés et que le Pneusol répondait bien à ce qui était souhaité. À titre d'exemple, on a obtenu sur ces ouvrages un coefficient « Marston » équivalent dont les valeurs allaient de 0,7 à 1,1. ■

Michel CLÉMENT
Pierre JEAN

PONTS MIXTES

contrôle de la fissuration des dalles présentation des recommandations

La fissuration des dalles de pont en ossature mixte est admise par le règlement de calcul des ponts en ossature mixte acier-béton, qui impose seulement de respecter une condition de ferrailage minimum et de limiter la contrainte de traction dans les aciers passifs de la dalle, en zone de moment négatif.

L'expérience montre que l'application du règlement ne suffit pas à contrôler la fissuration. Ainsi on observe fréquemment une fissuration en zone de moment positif, dans les zones où le béton est théoriquement comprimé.

Un groupe de travail réunissant des ingénieurs du réseau technique de l'Équipement et de Scetauroute a été formé pour approfondir le problème. Les principales causes de la fissuration ont été analysées pendant l'année 1993.

Ce groupe de travail, élargi à l'ensemble des partenaires concernés, a établi des recommandations pour contrôler la fissuration des dalles de pont en ossature mixte.

Ces recommandations peuvent être regroupées en trois parties :

- la première, qui recouvre les chapitres I-II-III, analyse les causes et les conséquences possibles de la fissuration ;
- la deuxième, qui recouvre les chapitres IV à VIII, présente les mesures à prendre pour assurer une bonne durabilité de la dalle ;
- la troisième, qui est constituée du chapitre IX, reprend les mesures préconisées sous forme de clauses techniques pour les cahiers des charges.

La prise en compte de ces prescriptions conduit à augmenter légèrement la durée de réalisation des dalles, par rapport à certaines pratiques actuelles. Le maître d'œuvre devra en tenir compte lors de l'établissement du calendrier prévisionnel des travaux.

Avant de développer succinctement les différents aspects de ces recommandations, il faut rappeler que la fissuration de la dalle d'une poutre mixte en zone de moment négatif fait partie de son fonctionnement normal. Il convient toutefois de limiter



Photo G. Fouquet - SETRA/Cros

l'intensité de la fissuration ainsi que l'ouverture unitaire des fissures. Il est de plus normal d'éviter les fissures qui se produisent en cours de construction en raison de la formulation du béton ou des méthodes de mise en œuvre.

Les recommandations distinguent les mesures destinées à limiter l'intensité de la fissuration des mesures destinées à limiter l'ouverture des fissures.

L'intensité de la fissuration est caractérisée par la longueur fissurée totale et par l'ouverture cumulée des fissures par mètre linéaire en zone fissurée. Elle résulte des contraintes de traction qui apparaissent dans le béton sous les actions mécaniques extérieures et les déformations gênées du béton dues aux « retraites ».

Mesures recommandées pour limiter l'intensité de la fissuration résultant des actions extérieures

Les contraintes de traction qui apparaissent dans le béton sous l'action des charges permanentes et des charges de chantier (équipage mobile, grues...) doivent être calculées correctement.

Dans tous les cas, les calculs des phases de construction et de l'état à court terme doivent être faits avec le coefficient d'équivalence à court terme, égal à 6.

Les contraintes de traction dans le béton peuvent être limitées par différentes méthodes, dont les plus connues sont :

- le coulage de la dalle par plots en « pianotant » ;
- la limitation des charges extérieures en cours de chantier ;
- le recours à des dénivellations d'appui.

Le pianotage, comme les dénivellations d'appui, sont des techniques de construction qui déterminent l'état final des contraintes dans la structure. Ces techniques seront donc définies dans le projet soumis à l'appel d'offres, ce qui n'exclut pas d'autoriser des variantes de la part des entreprises.

Il est important de dire un mot de la technique des dénivellations d'appui. Cette technique permet de redistribuer le moment fléchissant: celui-ci diminue sur appui et augmente en travée. En général, il en résulte un léger gain d'acier de charpente. De plus la répartition de matière obtenue est favorable vis-à-vis de la résistance à la fatigue, car les sections en travée, les plus sensibles à la fatigue, sont renforcées.

Mais cette technique présente deux inconvénients :

- l'effet réel des dénivellations d'appui est difficile à apprécier avec précision par le calcul, car il dépend de l'intensité de la fissuration de la dalle d'une part, et diminue dans le temps en raison du fluage du béton d'autre part. De plus il est très différent d'une poutre à l'autre en cas de courbure en plan et introduit des efforts parasites dans le cadre d'appui en cas de biais ;
- la mise en œuvre sur chantier est délicate.

Les dénivellations d'appui doivent rester d'une hauteur modérée. De plus il faut éviter la fissuration de la dalle en cours de construction, avant dénivellation, et agir sur un béton suffisamment âgé, pour diminuer le fluage ultérieur. Enfin, l'incertitude relative sur leur effet justifie de limiter leur conséquence sur le dimensionnement de la charpente. Des prescriptions dans ce sens sont données dans le texte.

Mesures recommandées pour limiter l'intensité de la fissuration due aux « retraits » au jeune âge

Le règlement actuel de calcul des ponts en ossature mixte ne considère que le retrait de dessiccation, qui ne se développe que très progressivement, à long terme. Or l'analyse des causes de la fissuration des dalles de pont mixte en travée a mis en évidence l'importance des « retraits » au jeune âge. Ceux-ci sont constitués de deux phénomènes différents: le retrait endogène et le retrait thermique. Ces deux « retraits » doivent être contrôlés et pris en compte à court terme.

Le retrait endogène est dû à la diminution de volume de la pâte de ciment au cours de son hydratation. Le retrait endogène commence donc tôt, à un âge où la résistance à la traction du béton est faible. Il est d'autant plus important que la teneur en eau est faible et que la quantité de ciment est importante.

Le retrait thermique résulte de l'écart de température entre l'acier et le béton au moment de la prise. Il se développe lorsque le béton se refroidit après sa prise. Il est alors gêné par la connexion du béton au métal. En effet la réaction d'hydratation du ciment est fortement exothermique et conduit à un échauffement du béton lors de la prise. La valeur de cet échauffement dépend de trois facteurs :

- l'épaisseur de la dalle ;
- le dosage en ciment, la nature du ciment et la formulation du béton ;
- les conditions de bétonnage : calorifugeage des coffrages, température extérieure...

Les recommandations donnent des prescriptions pour minimiser la valeur de ces « retraits » au jeune âge. Celles-ci concernent la formulation du béton et les conditions de mise en œuvre.

Elles préconisent l'utilisation de bétons qui montent plutôt lentement en résistance et l'augmentation de l'âge du béton au décoffrage. Un dosage relativement élevé en ciment et un faible rapport E/C restent recommandés pour assurer une bonne durabilité du béton, mais une formule de BHP classique n'est pas adaptée. Par ailleurs l'accent est mis sur l'importance des conditions de mise en œuvre et de la cure en particulier, et sur la nécessité d'éviter le refroidissement brutal de la dalle (choc thermique).

Mesures recommandées pour limiter l'ouverture des fissures

Les mesures à prendre concernent le ferrailage passif de la dalle. Ces mesures ne se substituent pas mais viennent compléter celles prévues dans le règlement actuel de calcul des ponts mixtes.

Elles concernent la mise en place d'un ferrailage minimal sur l'ensemble de la dalle et le contrôle de la contrainte dans les aciers passifs dans les sections fissurées à l'ELS. Ces règles résultent des documents techniques de référence des Eurocodes, mais elles ne préjugent pas des parties 2 (ponts) des Eurocodes, actuellement en préparation.

Le pourcentage d'armatures longitudinales recommandé dépend du diamètre de l'acier. Pour les ponts routes, il est de 0,86% avec des aciers HA 16 et de 0,99% avec des aciers HA 20.

En zone de moment négatif, dans les sections où le

béton est tendu à l'ELS au-delà de sa résistance conventionnelle à la traction (à 28 jours), la contrainte dans les armatures à l'ELS rare est limitée à 240 MPa, pour une dalle armée par aciers HA20, non précontrainte transversalement. Cette valeur est égale à la limite réglementaire actuelle mais le calcul doit se faire en tenant compte de la rigidité en traction du béton, ce qui augmente d'environ 40 MPa la contrainte dans les aciers passifs. La règle proposée est donc un peu plus sévère.

Clauses pour les cahiers des charges

Les clauses établies comportent trois parties principales :

- des clauses relatives au calcul de l'ouvrage, sous l'effet des actions extérieures et des retraits ;
- des clauses relatives à la formulation et à la mise en œuvre du béton ;
- des clauses relatives au ferrailage de la dalle.

Les clauses relatives au calcul spécifient de continuer à employer le règlement actuel avec trois compléments :

- calculs des phases de construction et de l'état à court terme avec un coefficient d'équivalence égal à 6 en prenant en compte les « retraits » au jeune âge ;
- mise en œuvre d'un ferrailage minimal sur l'ensemble de l'ouvrage ;
- limitation supplémentaire de la contrainte de traction dans les aciers passifs de la dalle, en section fissurée à l'état limite de service sous combinaison rare.

Avant d'aborder les clauses relatives au béton, il faut rappeler que le problème de la durabilité de la dalle se place dans un cadre plus général que celui des ossatures mixtes. En effet l'expérience montre que la pathologie constatée sur les ouvrages en béton armé vieux d'une quarantaine d'années résulte davantage de la dégradation du béton sous l'effet du gel et des chlorures que de la corrosion des armatures au droit des fissures. Il est important de noter que les recommandations n'abordent pas ces problèmes, qui ne sont pas spécifiques aux dalles de ponts mixtes. Ils n'en sont pas moins fondamentaux.

Cette remarque préliminaire explique que les clauses relatives à la formulation du béton restent assez générales, ceci d'autant plus que les conditions locales sont souvent prépondérantes.

Les clauses relatives à la mise en œuvre demandent une résistance minimale du béton d'au moins 16 MPa et un âge d'au moins 24 heures au décoffrage. Elles insistent sur l'importance de la cure. De plus des prescriptions particulières sont proposées pour le bétonnage par temps froid, pour limiter le retrait thermique.

La limitation de l'intensité de la fissuration ne fait pas l'objet d'une clause, sauf dans le cas particulier des dalles dont la sous-face est soumise à des brouillards salins. En effet, une formulation du béton adéquate et des méthodes de construction adaptées sont suffisantes pour obtenir le résultat souhaité : une fissuration limitée, résultant du fonctionnement normal d'une poutre mixte.

Les clauses destinées à limiter l'ouverture des fissures reprennent les règles indiquées précédemment, relatives au ferrailage minimal et au contrôle de la contrainte dans les aciers passifs en section fissurée.

Autres points abordés

Les recommandations abordent sommairement les techniques de dalles connectées en deuxième phase. Il faut souligner le caractère innovant de ces techniques en France, qui posent encore un certain nombre de problèmes. Il convient donc d'être prudent avant de retenir une technique de cette nature, qui peut conduire à de sérieux déboires si elle n'est pas parfaitement au point.

Les recommandations traitent également de l'étanchéité de la dalle. Le choix d'une bonne étanchéité est fondamental, en raison de la présence de fissures traversantes dans la dalle. Il faut aussi attirer l'attention sur la nécessité de la réfection en temps utile de la chape d'étanchéité dans le cadre de l'entretien spécialisé. ■

Thierry KRETZ

PONTS MIXTES

effet à long terme des dénivellations d'appui

Les méthodes de calcul actuelles des poutres mixtes sont basées sur la notion de section homogénéisée. L'homogénéisation de la section mixte par rapport à l'acier consiste à considérer que toute section S_c de béton équivaut à une section d'acier ayant même centre de gravité et une surface S_c/n ; n est appelé coefficient d'équivalence acier-béton.

Cette méthode suppose que le béton est un matériau parfaitement élastique. Les déformations viscoélastiques du béton sont donc prises en compte de façon simplifiée en utilisant un module d'élasticité différé, égal au tiers du module d'élasticité instantané. Le coefficient d'équivalence à long terme est alors égal au triple du coefficient d'équivalence instantané, soit 18 selon le règlement de calcul actuel.

Cette méthode reste très approximative pour calculer l'effet des dénivellations d'appui à long terme. Nous avons donc établi un coefficient d'équivalence plus précis pour ce calcul, coefficient qui tient compte de l'âge du béton lors de la dénivellation et des propriétés de la section étudiée. Cet article résume les résultats de cette étude, qui a été publiée dans [1] et [2].

Présentation du problème et des résultats de l'étude

Nous considérons une section de poutre mixte, soumise à un instant t_0 , à une courbure donnée, qui restera constante dans le temps. Ce modèle est une bonne approximation de l'effet d'une dénivellation d'appui.

Nous étudions l'état de cette section à un instant t ultérieur, en analysant séparément le comportement du béton et de l'acier, mais en imposant la planéité de la section. Les déformations différées du béton sont calculées avec la loi de fluage du BPEL.

Nous calculons de cette manière la contrainte moyenne dans le béton à l'instant t . Par définition, le coefficient d'équivalence n à l'instant t est choisi de telle manière que le calcul en section homogénéisée avec ce coefficient n donne le même résultat.

Il est alors possible d'établir la formule approchée suivante, dont la démonstration est donnée en annexe, pour le coefficient d'équivalence n au temps infini :

$$n = 6 \left(1 + K_{fl}(t_0) + \frac{2}{5} \frac{K_{fl}(t_0)^2}{1 + \frac{s}{6} - \frac{2}{5} K_{fl}(t_0)} \right)$$

avec $s = \frac{S_c}{S_a} = \frac{\text{section de béton}}{\text{section de la poutre en acier}}$

t_0 est l'âge du béton lors de la dénivellation

$K_{fl}(t_0)$ est le coefficient de fluage correspondant à l'âge t_0 . $K_{fl}(t_0)$ est défini dans l'annexe 1 du BPEL. Il vaut :

$$K_{fl}(t_0) = k_s (k_c + k_c k(t_0))$$

avec :

$$k_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s} ; \quad k_c = 0,40 \cdot$$

$$k_c = \frac{(120 - \rho_h)}{30} + \frac{2}{3} \frac{(120 - \rho_h)}{(20 + r_m)}$$

ρ_s étant le ratio d'armatures longitudinales adhérentes

ρ_h étant l'hygrométrie en % d'humidité relative

r_m étant le rayon moyen de la pièce (en cm),

$$k(t_0) = \frac{100}{100 + t_0}$$

Application

Dans les cas courants où le rayon moyen de la pièce (l'épaisseur moyenne de la dalle) est de 30 cm et le pourcentage d'armatures longitudinales est de 1%, on obtient :

Dans le quart Sud-Est de la France, $\rho_h = 55$, donc : $K_{\text{eff}}(t_0) = 0,33 + 2,31 \frac{100}{100 + t_0}$

Dans le reste de la France, $\rho_h = 70$, donc : $K_{\text{eff}}(t_0) = 0,33 + 1,72 \frac{100}{100 + t_0}$

Le tableau ci-dessous donne la valeur du coefficient d'équivalence à long terme qui en résulte, en fonction de s et de t_0 .

t_0 (jours) \ $s = S_c / S_s$	5		10		15		30	
5	27	(40)	23	(31)	21	(27)	20	(24)
10	25	(37)	22	(29)	20	(26)	19	(24)
30	22	(29)	19	(24)	18	(23)	17	(21)
50	19	(25)	17	(22)	17	(20)	16	(19)

Coefficient d'équivalence à long terme des dénivellations d'appui (entre parenthèses quart Sud-Est).

On constate alors qu'un coefficient d'équivalence de 18 est acceptable dans les cas courants, lorsque l'âge du dernier béton coulé est supérieur à trente jours lors de la dénivellation d'appui.

Dans le cas contraire, nous conseillons de faire un calcul spécifique du coefficient d'équivalence avec la formule indiquée précédemment.

Il se pose toutefois le problème de la section du tablier à considérer pour faire ce calcul. Nous conseillons de prendre la moyenne de la valeur de n , entre un calcul fait sur la première section bétonnée en travée et un calcul fait sur la dernière section bétonnée sur appui. En effet ces deux sections seront les deux cas extrêmes de l'ouvrage, par leur rapport section béton/section d'acier et l'âge de la dalle lors du chargement. Dans tous les cas, on ne prendra pas un coefficient d'équivalence moyen inférieur à 18, pour rester homogène avec le règlement actuel.

Conclusion

L'étude des déformations différées du béton d'une section mixte sous l'effet des dénivellations d'appui a permis d'obtenir un certain nombre de résultats importants :

- les dénivellations d'appui perdent beaucoup de leur efficacité à long terme si elles sont réalisées sur un béton trop jeune;
- le gradient de contraintes dans la dalle diminue beaucoup à long terme; il est deux à trois fois inférieur à celui obtenu par un calcul en section homogénéisée: la contrainte dans la dalle à long terme est donc presque uniforme sur toute son épaisseur.

Par ailleurs cette étude a permis d'établir une formule analytique du coefficient d'équivalence à long terme sous dénivellations d'appui. Cette formule permet de mieux calculer l'état à long terme d'un ouvrage mixte tout en bénéficiant de la simplicité de la méthode de calcul en section homogénéisée.

Il faut toutefois rappeler que la fissuration du béton de la dalle, qui n'est pas prise en compte dans le règlement de calcul actuel, peut diminuer beaucoup l'efficacité des dénivellations d'appui. Cette fissuration doit donc être contrôlée, en particulier en cours de construction avant la réalisation des dénivellations. ■

Jean-Luc ETCHEVERRY - Pierre CORFDIR - Thierry KRETZ - Robert EYMARD

Références

- [1] Jean-Luc Etcheverry, Pierre Corfdir, Robert Eymard et Thierry Kretz, **Fluage des dalles de pont en ossature mixte**, revue *Construction métallique* n° 4 - 1994 et *Annales de l'ITBTP* janvier 1995.
- [2] Jean-Luc Etcheverry, **Études du fluage du béton dans les ponts mixtes**, ENTP. Travail de fin d'études: juin 1994.
- [3] Daniel Lefaucheur, Thierry Kretz et Robert Eymard, **Les redistributions par fluage**, *Annales de l'ITBTP* novembre 1994 et résumé paru dans le Bulletin *Ouvrages d'Art* n° 19.

ANNEXE

étude détaillée par le modèle de fluage par superposition

Rappel sur le modèle de fluage par superposition

La méthode de superposition consiste à superposer linéairement les effets produits par chaque échelon de chargement.

Cet effet est calculé avec la loi de fluage du BPEL. Cette loi donne la déformation de fluage du béton à un instant t pour une pièce de béton soumise à une contrainte σ constante, en fonction de la valeur de cette contrainte, de l'âge t_0 à la mise en charge, de la durée de chargement, de l'humidité moyenne ambiante et du rayon moyen de la pièce. La déformation différée due au fluage à un instant t s'exprime de la manière suivante :

$$\varepsilon_{fl}(t) = \frac{\sigma}{E_c} K_{fl}(t_0) f(t - t_0)$$

E_c est le module d'élasticité du béton à 28 jours; $f(t - t_0)$ est la loi d'évolution du fluage, qui varie de 0 à 1 lorsque la durée du chargement, $(t - t_0)$ varie de 0 à l'infini; $K_{fl}(t_0)$ est le coefficient de fluage correspondant à l'âge du chargement t_0 . Les fonctions f et K_{fl} sont définies dans l'annexe 1 du BPEL.

La déformation totale à l'instant t est donc :

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma}{E_c} [1 + K_{fl}(t_0) f(t - t_0)] = \frac{\sigma}{E_c} \mathfrak{Z}(t_0, t)$$

La fonction $\mathfrak{Z}(t_0, t)$ est appelée noyau de fluage.

La méthode de superposition s'exprime alors de manière générale par la formulation intégrale suivante :

$$\epsilon(t) = \frac{1}{E_c} [\mathfrak{Z}(t_0, t) \sigma(t_0) + \int_{t_0}^t \mathfrak{Z}(\tau, t) d\sigma(\tau)]$$

Étude générale de la section mixte

Nous considérons une section mixte soumise à un effort normal $N(t)$ et à un moment fléchissant $M(t)$ à l'instant t , appliqués au centre de gravité de la poutre métallique, noté G_a , (Figure 1).

On note respectivement G_a , S_a , I_a , le centre de gravité, la surface et l'inertie de la section d'acier ; G_c , S_c , I_c , le centre de gravité, la surface et l'inertie de la section de béton. On note e l'épaisseur de la dalle de béton, d la distance entre G_a et G_c , G le centre d'inertie de la section mixte.

On note respectivement N_a , M_a , l'effort normal et le moment fléchissant dans la section d'acier ; N_c , M_c , l'effort normal et le moment fléchissant dans le béton. Ces efforts dépendent du temps.

On note E_a le module d'élasticité de l'acier et E_c le module instantané du béton à 28 jours.

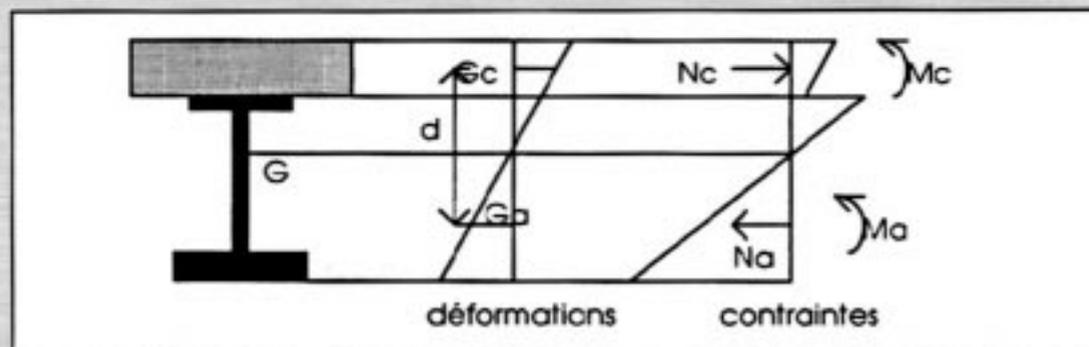


Figure 1 - Fonctionnement d'une section mixte.

Par hypothèse, la section reste plane. Par conséquent, la courbure est la même dans l'acier et le béton ;

elle vaut :
$$C = \frac{M_a}{E_a I_a}$$

De plus on a : $\epsilon_c = \epsilon_a + C d$, ϵ_a et ϵ_c étant les déformations respectives de l'acier et du béton au niveau du centre de gravité de chacun des deux matériaux.

La loi de Hooke appliquée à l'acier donne :
$$\epsilon_a = \frac{N_a}{E_a S_a}$$

L'équilibre des efforts appliqués à la section mixte donne :

$$N_a + N_c = N \quad \text{et} \quad M_a + M_c + N_c d = M.$$

D'où les relations générales :

$$C = \frac{M - M_c - N_c d}{E_a I_a} \quad \text{et} \quad \epsilon_c = \frac{N - N_c}{E_a S_a} + \frac{M - M_c - N_c d}{E_a I_a}$$

$N, M, N_a, N_c, M_a, M_c, C, \epsilon_c$ sont des fonctions du temps t .

Le modèle de superposition nous permet d'écrire la loi d'évolution du raccourcissement du béton et de la courbure de la façon suivante, grâce aux propriétés de linéarité de ce modèle :

$$\epsilon_c(t) = \mathfrak{F}(t_0, t) \frac{N_c(t_0)}{E_c S_c} + \int_{t_0}^t \mathfrak{F}(\tau, t) \frac{dN_c(\tau)}{E_c S_c}$$

$$C(t) = \mathfrak{F}(t_0, t) \frac{M_c(t_0)}{E_c I_c} + \int_{t_0}^t \mathfrak{F}(\tau, t) \frac{dM_c(\tau)}{E_c I_c}$$

$\mathfrak{F}(t_0, t)$ est le noyau de fluage du béton, défini précédemment.

D'où les relations générales :

$$C(t) = \frac{M(t) - M_c(t) - N_c(t) d}{E_a I_a} = \mathfrak{F}(t_0, t) \frac{M_c(t_0)}{E_c I_c} + \int_{t_0}^t \mathfrak{F}(\tau, t) \frac{dM_c(\tau)}{E_c I_c} \quad (1)$$

$$\epsilon_c(t) = \frac{N(t) - N_c(t)}{E_a S_a} + \left(\frac{M(t) - M_c(t) - N_c(t) d}{E_a I_a} \right) d = \mathfrak{F}(t_0, t) \frac{N_c(t_0)}{E_c S_c} + \int_{t_0}^t \mathfrak{F}(\tau, t) \frac{dN_c(\tau)}{E_c S_c} \quad (2)$$

Il est possible de résoudre les systèmes d'équations (1), (2) en utilisant une expression approchée des intégrales, faisant intervenir le noyau de fluage. Cette expression approchée est la suivante :

$$\int_{t_0}^t \mathfrak{F}(\tau, t) \frac{dN_c}{d\tau} d\tau = \left[\frac{3}{5} \mathfrak{F}(t_0, t) + \frac{2}{5} \right] (N_c(t) - N_c(t_0))$$

Cette approximation revient à considérer que l'effort normal atteint sa valeur finale $N_c(t)$ de façon discrète, à un instant t_2 situé entre l'instant t_0 et l'instant t , tel que :

$$\mathfrak{F}(t_2, t) = \frac{3}{5} \mathfrak{F}(t_0, t) + \frac{2}{5} \mathfrak{F}(t, t) = \frac{3}{5} \mathfrak{F}(t_0, t) + \frac{2}{5}$$

Nous avons « calé » cette valeur en comparant les résultats obtenus par la formule approchée avec les résultats obtenus par une intégration par pas de temps des équations (1) et (2), qui gouvernent l'évolution des efforts dans la section. Grâce à cette approximation, ces équations deviennent des systèmes linéaires à deux inconnues dont la résolution analytique se fait facilement.

Définition du coefficient d'équivalence

Le modèle de calcul précédent conduit à des diagrammes de contraintes non linéaires dans la section homogénéisée. En particulier, le gradient de contraintes dans la dalle est très faible à long terme. Il n'est donc pas possible de rendre compte de ces diagrammes par un seul coefficient d'équivalence.

Nous avons choisi de définir le coefficient d'équivalence n résultant d'un calcul de fluage par superposition, par l'égalité des contraintes moyennes dans le béton. Le coefficient d'équivalence n est donc tel que le calcul en section mixte homogénéisée avec le coefficient n donne la même contrainte normale moyenne dans le béton que le calcul avec le modèle de fluage par superposition.

C'est à dire que n est solution de l'équation : $\epsilon_c = \frac{N_c \cdot n}{E_a S_a}$

ϵ_c et N_c étant respectivement l'allongement et l'effort normal calculés par le modèle de fluage par superposition.

Calcul sous courbure constante

Le calcul sous courbure constante est l'étude du cas particulier défini par :

$N(t) = 0$ (il n'y a pas d'effort normal sur la section mixte); $C(t) = C = \text{constante}$. On a alors :

$$\epsilon_c(t) = \frac{-N_c(t)}{E_a S_a} - Cd = \mathfrak{I}(t_0, t) \frac{N_c(t_0)}{E_c S_c} + \int_{t_0}^t \mathfrak{I}(\tau, t) \frac{dN_c(\tau)}{E_c S_c} = n(t) \frac{N_c(t)}{E_a S_a}$$

$$\text{D'où : } Cd = n(t) \frac{N_c(t)}{E_a S_a} + \frac{N_c(t)}{E_a S_a} = \frac{N_c(t)}{E_a S_a} (n(t) + s) \quad \text{avec } s = \frac{S_c}{S_a}$$

On écrit cette équation à l'instant initial et à l'instant t , ce qui permet d'établir l'équation :

$$N_c(t) (n(t) + s) = N_c(t_0) (6 + s) \quad (3)$$

Une deuxième équation est obtenue en utilisant la valeur approchée de l'intégrale donnant la déformée totale.

$$n(t) \frac{N_c(t)}{E_a S_a} = \mathfrak{I}(t_0, t) \frac{N_c(t_0)}{E_c S_c} + \left[\frac{3}{5} \mathfrak{I}(t_0, t) + \frac{2}{5} \right] \frac{(N_c(t) - N_c(t_0))}{E_c S_c}$$

$$\text{Soit : } \left(\frac{n(t)}{6} \right) N_c(t) = \mathfrak{I}(t_0, t) N_c(t_0) + \left[\frac{3}{5} \mathfrak{I}(t_0, t) + \frac{2}{5} \right] (N_c(t) - N_c(t_0))$$

$$\text{Soit : } \left(\frac{n(t)}{6} - \mathfrak{I}(t_0, t) \right) N_c(t) = \left[-\frac{2}{5} \mathfrak{I}(t_0, t) + \frac{2}{5} \right] (N_c(t) - N_c(t_0)) \quad (4)$$

On remplace alors dans cette dernière équation $(N_c(t) - N_c(t_0))$ par sa valeur résultant de (3). Il en résulte, en tenant compte de ce que, au temps infini : $\mathfrak{I}(t_0, t) = 1 - K_{fl}(t_0)$

$$n = 6 \left(1 + K_{fl}(t_0) + \frac{2}{5} \frac{K_{fl}(t_0)^2}{1 + \frac{3}{6} - \frac{2}{5} K_{fl}(t_0)} \right)$$

On retrouve ainsi la formule donnée au début de l'article.

PONTS MIXTES

influence de la fissuration de la dalle sur l'efficacité des dénivellations d'appui

Les dénivellations d'appui sont utilisées sur les ponts en ossature mixte pour diminuer le moment fléchissant négatif sur appui, en le « redistribuant » sous forme de moment positif en travée.

L'efficacité des dénivellations d'appui est directement proportionnelle à la rigidité en flexion du tablier. Il est donc particulièrement important de bien la calculer.

Dans un pont en ossature mixte, la rigidité de flexion dépend de deux paramètres essentiels :

- le coefficient d'équivalence acier-béton,
- la longueur de dalle fissurée, de part et d'autre des appuis intermédiaires.

Le premier point a fait l'objet d'une étude théorique spécifique, présentée par ailleurs dans ce bulletin. Le deuxième point fait l'objet de l'étude d'un cas concret, que nous allons maintenant présenter.

Ouvrage de référence bipoutre

On considère un pont en ossature mixte, à trois travées de portée : 50 m - 70 m - 50 m, et de 10,50 mètres de largeur totale. Ce pont est dimensionné pour supporter deux voies de circulation d'un trafic routier normal, de classe 1. Les poutres sont de hauteur constante, égale à 2,590 m. La coupe transversale est représentée sur la Fig. 1, et la répartition de matière sur la Fig. 2.

On réalise sur cet ouvrage des dénivellations d'appuis sur les appuis intermédiaires, d'une valeur de 0,7 mètre. Le moment fléchissant introduit par cette opération dans une poutre « mixte » du tablier est constant en travée centrale et varie linéairement dans les travées de rive. La valeur du moment M_c , introduit en travée centrale, permet de juger de l'efficacité des dénivellations.

Hypothèses de calcul

Nous avons calculé le Moment M_c dans plusieurs hypothèses.

1 - Coefficient d'équivalence acier-béton $n = 6$ (état à court terme)

- dalle non fissurée,
- dalle fissurée sur 15% de la longueur de chaque travée de part et d'autre d'un appui intermédiaire,
- dalle fissurée sur 25% de la longueur de chaque travée de part et d'autre d'un appui intermédiaire.

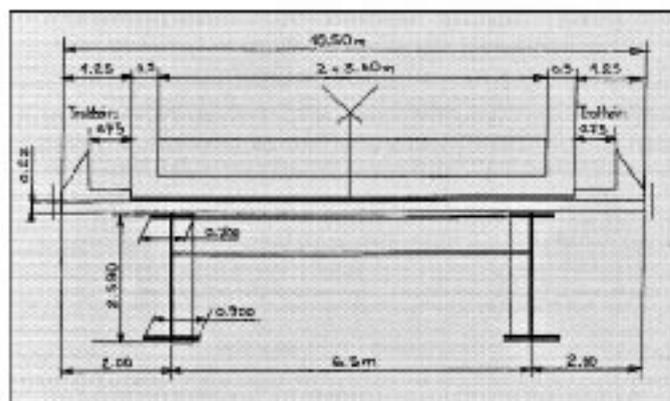


Figure 1 - Coupe transversale type.

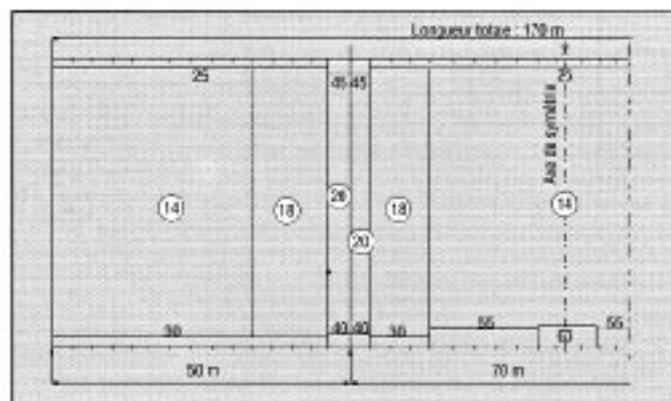


Figure 2 - Répartition de matière.

2 - Coefficient d'équivalence acier-béton $n = 18$ (état à long terme)

- les trois mêmes hypothèses sont passées en revue.

L'hypothèse a) correspond à l'objectif généralement fixé lorsque l'on procède à des dénivellations d'appui: obtenir une dalle non fissurée, ou très peu, en utilisant des méthodes de construction adéquates et en limitant les contraintes de traction ultérieures dans la dalle béton, grâce aux dénivellations d'appui.

Le règlement actuel de calcul des ponts mixtes demande de faire les calculs dans cette hypothèse.

L'hypothèse b) correspond à l'état de fissuration classique d'un pont en ossature mixte. Il est probable que cet état sera la référence pour le calcul des sollicitations dans le futur Eurocode 4 - Partie 2.

L'hypothèse c) correspond à un état de fissuration plus marquée, mais qui est peut être atteint lorsque la dalle est construite sans précautions particulières.

Les inerties de flexion utilisées dans les calculs ont donc été:

- l'inertie de la section homogénéisée avec le coefficient d'équivalence 6 ou 18 dans les zones non fissurées;
- l'inertie de la charpente métallique seule plus deux fois la section des aciers passifs de la dalle, dans les zones fissurées (soit 2% de la largeur participante). Le doublement de la section réelle des aciers passifs permet de prendre en compte la rigidité de la dalle fissurée en traction.

Résultats

Les résultats sont présentés sur les tableaux ci-dessous.

Conclusion

Le règlement actuel de calcul des ponts en ossature mixte ne permet pas de prendre en compte la fissuration de la dalle dans le calcul des sollicitations dans l'ouvrage.

Ceci n'est pas très grave pour le calcul des sollicitations dues aux actions extérieures.

Il n'en est pas de même pour les dénivellations d'appui, dont l'efficacité, directement proportionnelle à la rigidité du tablier, peut diminuer de 30% si la dalle est assez fortement fissurée.

Il convient donc de le savoir et d'en tenir compte:

- en concevant le projet et en imposant les dispositions constructives adéquates pour éviter une fissuration importante de la dalle;

- à défaut, si ce point ne paraît pas acquis, en prévoyant un calcul en fourchette sur l'effet des dénivellations.

La fourchette de calcul doit alors logiquement concerner la longueur fissurée de part et d'autre des appuis intermédiaires. ■

Thierry KRETZ
Jean-Louis LE BOULCH

État à court terme	Valeur du moment fléchissant (MNm)	Pourcentage par rapport à l'état non fissuré
État non fissuré	2,7	100%
État fissuré à 15%	2,16	80%
État fissuré à 25%	1,92	71%

État à long terme	Valeur du moment fléchissant (MNm)	Pourcentage par rapport à l'état non fissuré
État non fissuré	2,19	100%
État fissuré à 15%	1,92	88%
État fissuré à 25%	1,78	81%

Image Qualité des Ouvrages d'Art

résultats de la campagne 1994

La Direction des Routes a lancé, en 1994, une campagne d'évaluation de l'état des ponts situés sur le réseau national non concédé dont elle a en charge l'entretien.

Cette campagne du nom de IQOA (Image Qualité des Ouvrages d'Art), a porté sur l'ensemble des ponts d'une longueur supérieure à 2 mètres soit environ 20 000 ouvrages.

L'objectif était d'obtenir une « image » de l'état global du patrimoine, à savoir le nombre et la surface des ponts considérés en bon état, ou devant faire l'objet de travaux d'entretien, ou encore nécessitant des travaux plus conséquents de réparation de la structure.

La mesure de cet indicateur doit permettre d'évaluer l'effort financier que la Direction des routes doit consacrer à l'entretien et à la remise en état de son patrimoine, et d'évaluer les conséquences techniques de sa politique budgétaire par le renouvellement périodique de la mesure de cet indicateur, mettant ainsi en évidence son évolution.

Principe de l'évaluation

L'évaluation de chaque ouvrage a été faite, soit à partir des informations contenues dans le dossier d'ouvrage si celles-ci résultaient d'une inspection détaillée de moins de cinq ans complétée par une visite annuelle récente, soit à l'issue d'une visite sommaire de l'ouvrage faite pour la circonstance sans moyens d'accès spécifiques.

À cet effet, le réseau technique (SETRA, LCPC, CETE) avait produit au préalable des documents d'aide, comprenant des modèles de procès-verbaux de visite et des catalogues des principaux défauts susceptibles d'être observés sur les ouvrages d'un type donné de structure ; ces documents ont été mis à la disposition des subdivisions territoriales et des CDOA chargées de procéder aux visites et à l'évaluation des ouvrages.

L'évaluation a été conçue de manière à ce que l'on puisse distinguer l'état des équipements (chaussée, trottoirs, corniches, dispositifs de retenue, dispositifs d'évacuation des eaux, joints de chaussée et de

trottoirs, équipements d'exploitation, etc.), l'état des éléments de protection de la structure (chape d'étanchéité, peinture des parties métalliques, perrés, enrochements, etc.), ainsi que l'état de la structure proprement dite (tablier, appuis, appareils d'appui, fondations).

Système de notation

La notation de l'état des ouvrages et de leurs parties constitutives a été limitée à un petit nombre de classes :

- 1 Ouvrage en **bon état** apparent
- 2 Ouvrage dont la structure est en bon état apparent ou ne présente que des défauts mineurs (superficiels et localisés), mais qui nécessite des travaux portant sur les **équipements**, les **éléments de protection** de la structure, ou pour remédier **aux défauts mineurs de la structure**.

Dans le cas où ces travaux doivent être entrepris rapidement, l'ouvrage est reclassé dans l'une des deux classes suivantes :

- 2S si l'urgence provient d'un risque pour la sécurité des usagers,
- 2E si l'urgence provient d'un risque d'évolution rapide vers un état de dégradation de la structure du niveau 3.

- 3 Ouvrage dont la **structure** est altérée et qui nécessite des travaux de réparation, mais sans caractère d'urgence.
- 3U Ouvrage dont la **structure** est gravement altérée, et qui nécessite des travaux de réparation urgents en raison de l'insuffisance de la capacité portante de l'ouvrage ou de la rapidité d'évolution des désordres y conduisant à brève échéance.

La notation a porté sur toutes les parties de l'ouvrage, puis une note de synthèse a été produite pour chacun des trois sous-ensembles suivants :

- Équipements,
- Appuis,
- Tablier,

puis une note de synthèse globale a été attribuée à l'ouvrage.

Pour certains types d'ouvrage dont les appuis ne sont pas distincts du tablier, la note des appuis et du tablier a été regroupée pour former la note de la structure (cas des ponts en maçonnerie, des cadres et portiques, et des buses).

En principe la note retenue était la note la plus défavorable des éléments constitutifs.

Chaque ouvrage a fait l'objet d'une fiche d'évaluation contenant son identification, sa localisation, ses caractéristiques techniques et le résultat de l'évaluation; le tout a été enregistré dans un fichier informatique, puis centralisé dans une base de données nationale exploitée au Laboratoire de Trappes.

Principaux résultats

Inventaire

Le premier résultat obtenu a été la remise à jour de l'inventaire du patrimoine; c'est ainsi que le nombre d'ouvrages recensés est passé d'environ 18 500 à 20 214 pour une surface estimée de tablier égale à 7 300 000 m²; encore faut-il souligner que ce chiffre

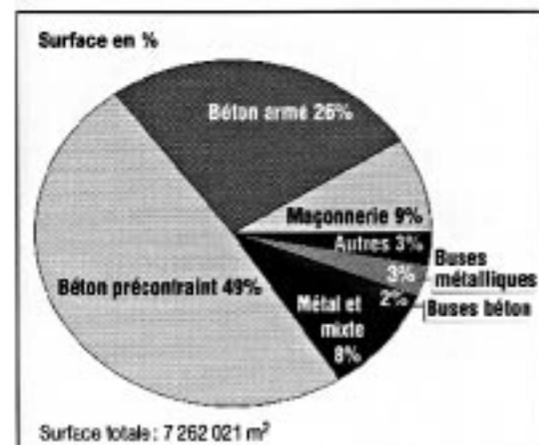
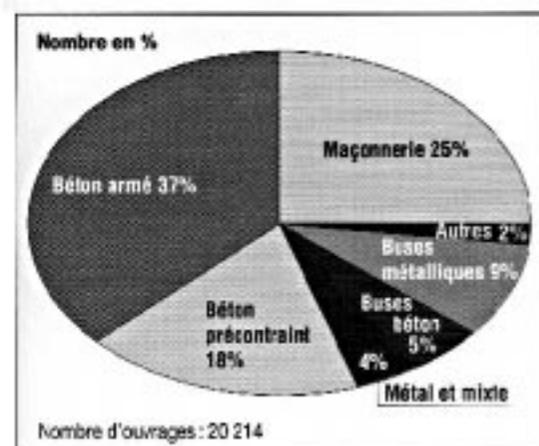


Figure 1 - Inventaire des ouvrages par famille de matériau.

reste encore provisoire dans l'attente des résultats définitifs de 4 DDE.

La répartition de ces ouvrages par famille de matériau est représentée en figure 1; la famille « autres » est constituée des ponts à structure spéciale (en arc, suspendu, à haubans, bow-string, mobile) et tous les ponts dont les données enregistrées n'ont pas permis de les rattacher sans ambiguïté à une famille définie; en effet, comme dans toute enquête, certaines données n'ont pas eu la fiabilité requise pour être convenablement exploitées.

L'inventaire a permis aussi de dénombrer les ouvrages d'un type donné; le classement a été produit en utilisant les données enregistrées dans la base de données EDOUARD de chaque DDE qui ont été extraites pour être incluses dans le fichier IQOA.

Les ouvrages les plus fréquents sont ceux des types suivants:

- En nombre :

Ponts voûtés en maçonnerie	23%
Ponts dalle en BP	11%
Ponts dalle en BA	10%
Ponts cadres	10%
Buses métalliques	9%
Portiques	8%
Buses en béton	5%

- En surface :

Ponts dalle en BP	21%
Ponts caisson en BP	13%
Ponts dalle en BA	9%
Ponts voûtés en maçonnerie	8%
Ponts à poutres en BP	7%

L'inventaire a permis aussi de constater que la surface des ponts construits avant 1950 ne représente que de 11% à 21% de la surface totale (parmi celle-ci figure bien entendu celle des ponts en maçonnerie pour 8%) et que le reste se répartit à parts sensiblement égales entre les ponts construits avant ou après 1975; l'incertitude précédente provient de la méconnaissance des dates de construction pour environ 10% du patrimoine.

État des ouvrages

NOTE DE SYNTHÈSE

La figure 2 (page suivante) donne la distribution par classe de la note de synthèse par ouvrage; aux six classes définies précédemment a été rajoutée la classe NE (pour « Non Évalué ») qui correspond au cas où l'ouvrage n'a pas été évalué, soit faute d'avoir pu traiter en temps utile la totalité du patrimoine,

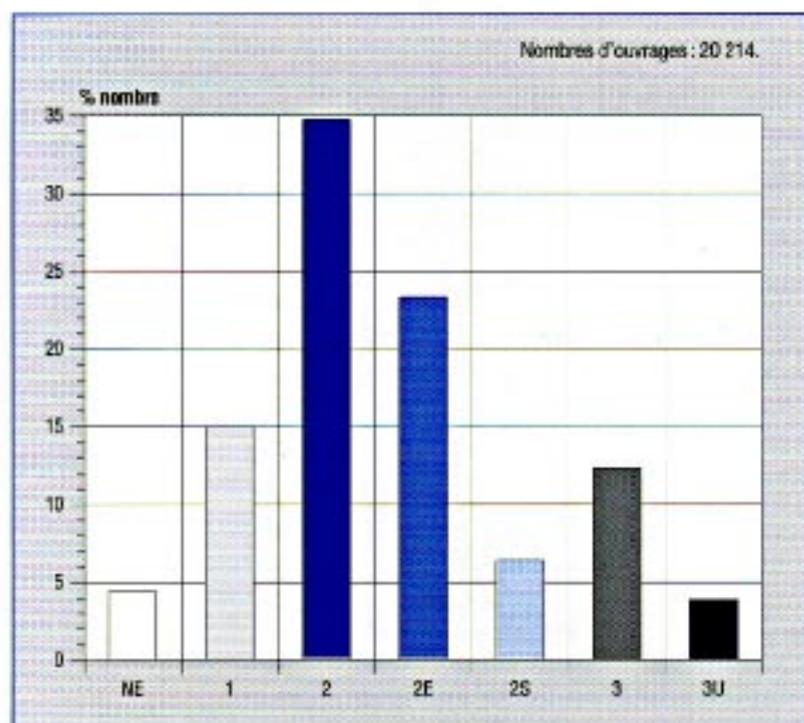


Figure 2 - Synthèse générale de l'état des ouvrages.

soit faute d'avoir pu visiter convenablement l'ouvrage en raison de difficultés d'accès; le pourcentage du nombre d'ouvrages de cette catégorie est égal à 5%, ce qui est satisfaisant pour une première opération de ce genre.

Les figures suivantes (3 et 4) fournissent des informations plus précises quant à la répartition par classe selon le type d'ouvrage pris parmi l'une des sept familles déjà citées précédemment (maçonnerie, béton armé, béton précontraint, acier, buses en béton, buses métalliques, et autres); on voit apparaître que la famille des ponts en maçonnerie contient une proportion plus importante en surface d'ouvrages classés en 3 et 3U; la famille des ponts en béton précontraint vient ensuite en second.

Une analyse plus fine par type d'ouvrage permet de montrer que dans la famille des ponts en béton armé, ce sont les ponts à poutres qui sont les plus atteints avec 20% d'ouvrages classés en 3 et 3U, alors que pour les ponts dalles, cadres et portiques ce pourcentage se situe entre 7 et 10%.

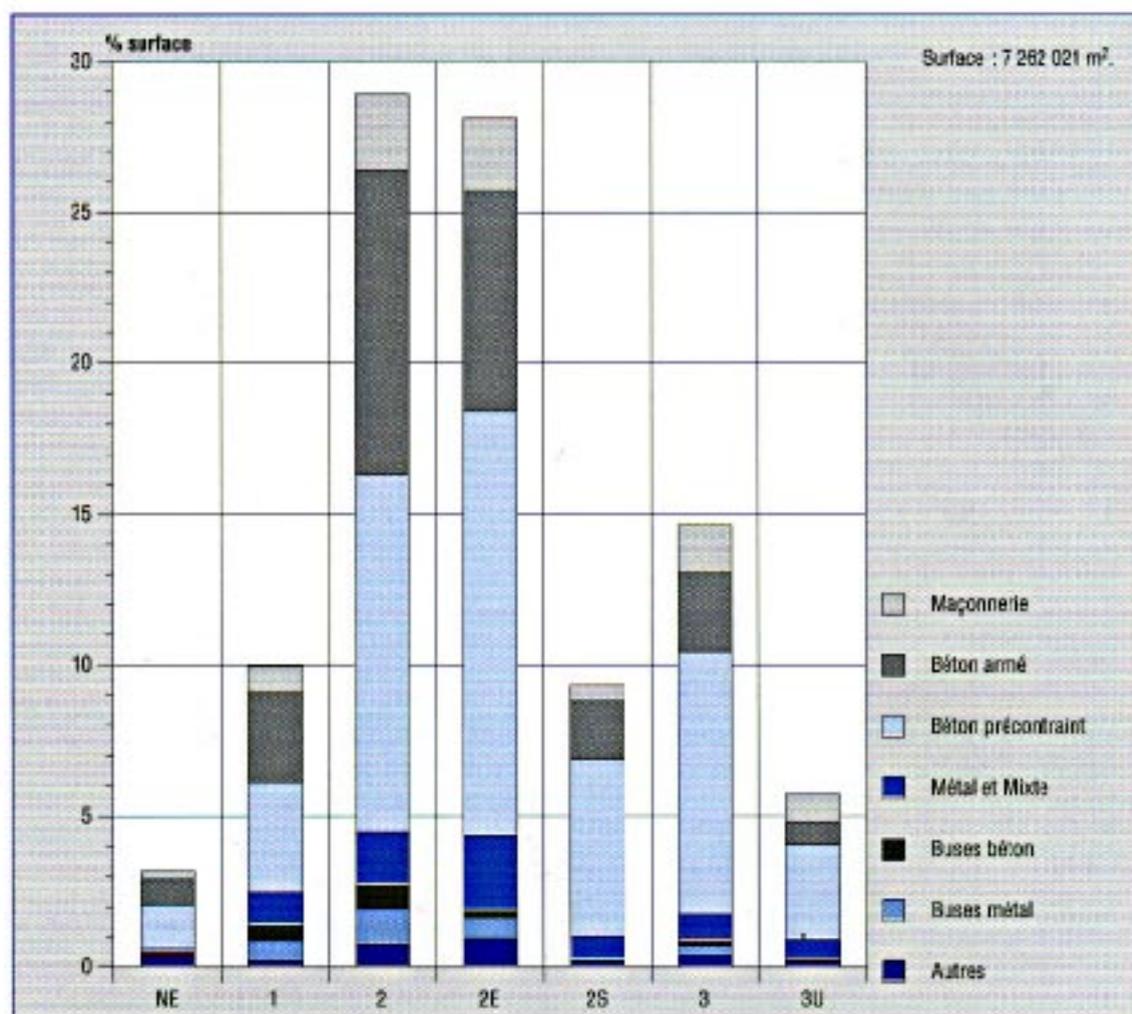


Figure 3 - Synthèse générale - Analyse par famille - Répartition en pourcentage par classe.

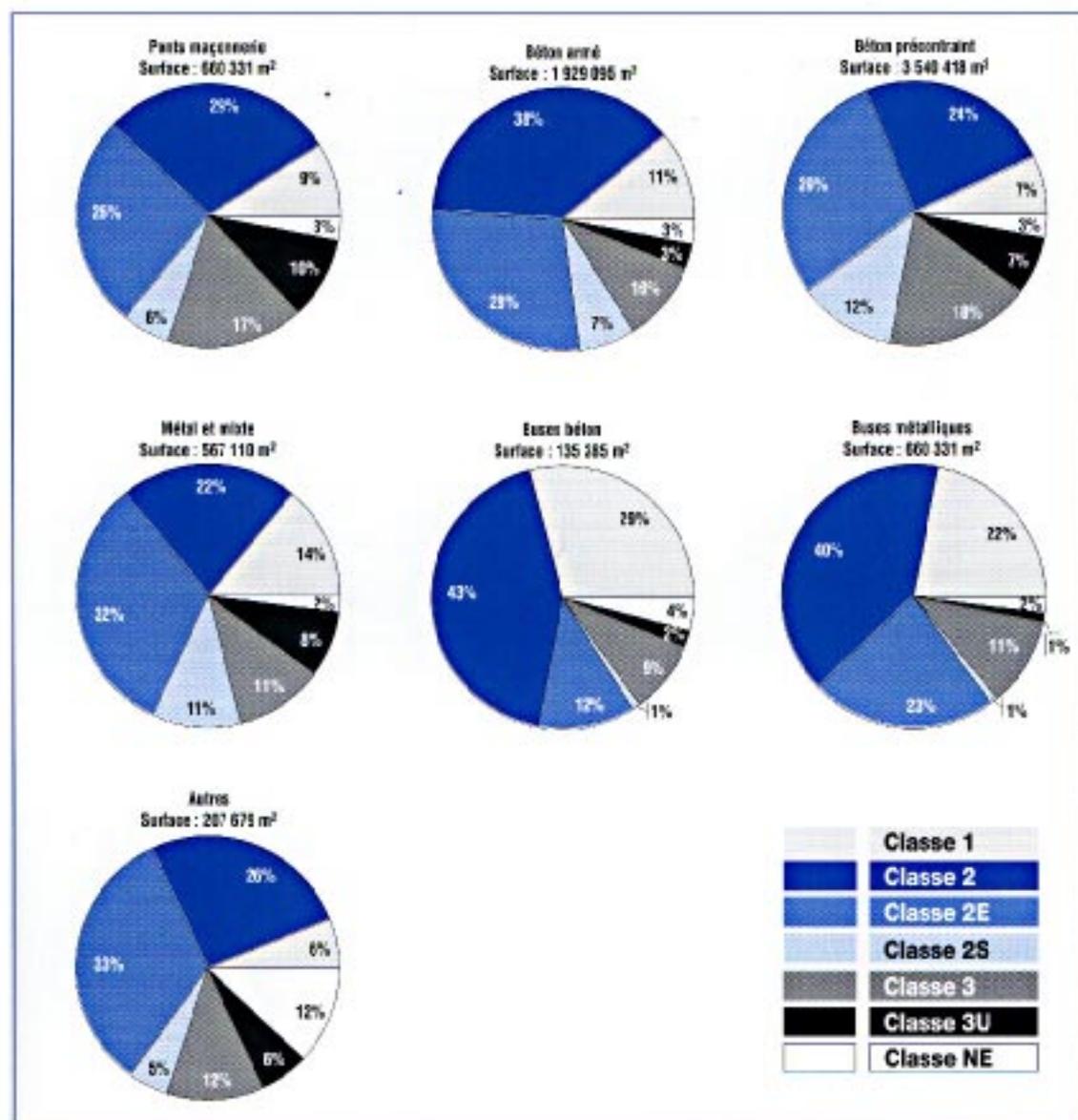


Figure 4 - Analyse par famille d'ouvrages.

Nombre d'ouvrages : 20 214.
Surface : 7 262 021 m².
État au 31/03/95.

De même, dans la famille des ponts en béton précontraint, ce même pourcentage est de 12% pour les dalles, alors qu'il est de 21% pour les VTP, de 25% pour les ponts à poutres et de 35% pour les ponts en caisson.

Bien entendu, il convient de prendre ces chiffres avec précaution, car il ne faut pas oublier, que plus un ouvrage est grand, plus la probabilité d'y trouver un défaut est importante, et que l'étendue des défauts n'est pas appréhendée correctement par la seule note de synthèse de l'ouvrage.

ANALYSE PAR PARTIE D'OUVRAGE

Comme indiqué précédemment, l'évaluation a porté sur chacune des parties constitutives des ouvrages, avec détermination d'une note de syn-

thèse distincte pour le tablier, les appuis, et les équipements.

L'analyse semble faire apparaître une dégradation des appuis moindre que celle des tabliers (6% en 3 ou 3U comparé à 14%); encore faut-il nuancer cette appréciation par un pourcentage plus important d'appuis non évalués (15%) pour des raisons évidentes de difficulté d'accès.

En ce qui concerne les équipements, on constate que 61% des ouvrages ont au moins un défaut de cette catégorie; l'analyse des résultats portant sur l'ensemble des ouvrages concernés est donnée sur le diagramme représenté en figure 5 (page suivante); il permet d'apprécier la nature des équipements les plus souvent affectés, à savoir principalement la chaussée, les trottoirs et bordures, et les dispositifs de retenue.

Une analyse similaire a été faite parallèlement sur les étanchéités qui, rappelons-le, sont considérées comme des éléments de protection de la structure, donc notés 2E au pire, ainsi que sur les appareils d'appui qui, considérés comme des éléments de la structure, peuvent être notés 3 ou 3U :

- en ce qui concerne l'étanchéité, celle-ci ne pouvait pas en général être appréciée directement; on constate néanmoins des problèmes justifiant une intervention urgente dans 15% des cas (note 2E);
- quant aux appareils d'appui, les résultats mettent en évidence une difficulté certaine à les visiter: ceci se traduit en effet par un pourcentage de 50% d'ouvrages dont les appuis n'ont pas été évalués; parmi ceux qui ont pu être visités, 23% d'entre eux ont été évalués 2E, 3 ou 3U.

Conclusion

Les résultats énoncés précédemment ne sont qu'une partie du travail d'analyse dont une grande partie reste encore à entreprendre pour exploiter complètement la masse des informations recueillies, en particulier pour en tirer des enseignements sur la pérennité de certaines formes de structure.

En plus de cette richesse d'informations, l'opération IGOA aura eu des retombées positives par la mobilisation des CDOA et des subdivisions territoriales qui, dans leur très grande majorité, ont consacré un effort important à répondre à l'enquête, ceci sous l'impulsion active des C.F.T.E. qui avaient une mission de formation, de coordination et de contrôle.

L'un des mérites de l'opération aura été de créer des guides de visite pour les ouvrages courants à la portée du personnel en subdivision territoriale, et de provoquer des visites d'ouvrages qui n'avaient pas été faites depuis un certain temps, plus particulièrement pour les petits ouvrages exclus *a priori* du domaine des inspections détaillées, mais quelquefois dans un triste état.

On ne peut donc que remercier tous les acteurs de cette enquête qu'il reste maintenant à faire fructifier en termes de programmes d'inspections complémentaires pour les ouvrages à problèmes, et de travaux d'entretien et de grosses réparations, en espérant que la prise de conscience qui en est résultée permettra aux « décideurs » de mieux évaluer les budgets à y consacrer. ■

Christian BINET

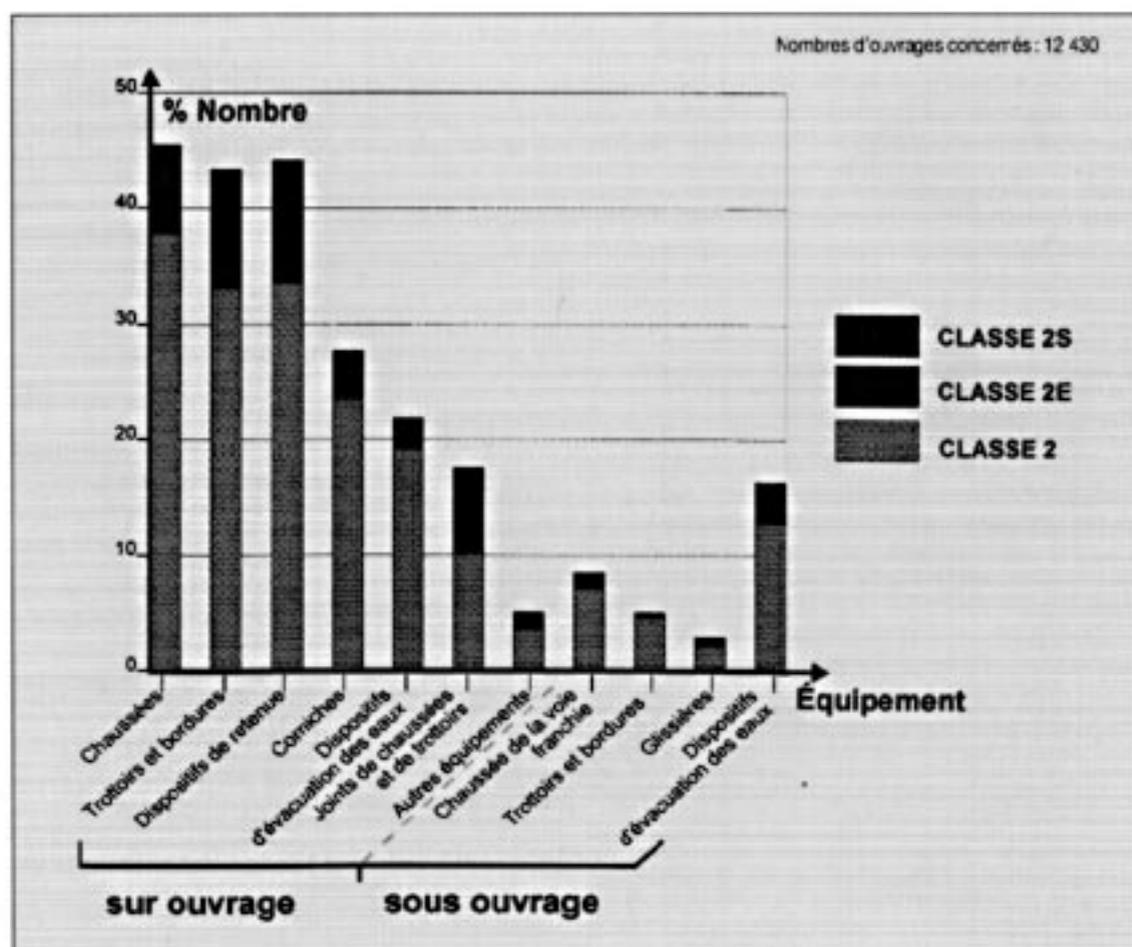


Figure 5 - Ouvrages dont la classe des équipements est ≥ 2 .

Combien coûte l'entretien des ouvrages d'art du réseau autoroutier ?

Cette question intéresse les entreprises spécialisées en ouvrages d'art (inspections, réparations), mais aussi les fournisseurs (étanchéité, joints de chaussées, dispositifs de retenue...) et les bureaux d'études à la recherche d'une qualité sans cesse accrue.

À plus long terme, les maîtres d'ouvrages se demandent :

Combien faut-il consacrer chaque année à la gestion des ouvrages ?

Combien faudra-t-il dépenser demain, compte tenu de la croissance simultanée des réseaux et de leur âge ?

Peut-on tenter de minimiser les dépenses ?

Cet article présente quelques réponses que l'on peut déduire de l'observation attentive du réseau autoroutier concédé français. En effet, ce réseau, créé en 1956, peut constituer de par sa taille (plus de 5 800 ouvrages, soit plus 33 millions de m² de tabliers) et sa diversité (9 Sociétés gestionnaires réparties sur l'ensemble du territoire national faisant chacune appel à différents maîtres d'œuvre : DDE, Scetauroute, SNCF...), un échantillon de taille suffisante pour permettre une analyse.

Le patrimoine

Ce patrimoine se caractérise par une grande homogénéité par tronçons, tant en nature (majorité d'ouvrages types conçus par le même bureau d'études et réalisés par la même entreprise) qu'en âge (tronçons construits à la même époque) ou qu'en mode de gestion.

Il est composé à 94% d'ouvrages en béton (34% en BA, 60% en BP) de petites dimensions (73% ont une portée inférieure à 20 m) et dont la conception a été standardisée (73% ont été calculés à l'aide des programmes types du SETRA).

Ce patrimoine a un âge moyen de 13,6 ans, le plus vieil ouvrage ayant 38 ans. Ceci paraît suffisant pour tirer les premiers enseignements.

Méthode d'analyse

L'analyse détaillée du budget d'entretien d'un tel lot d'ouvrages n'est pas chose aisée. Elle repose sur plusieurs démarches :

- l'examen très détaillé du budget de l'ensemble des Sociétés d'autoroutes, d'une année donnée (1992) ouvrage par ouvrage, société par société ;
- l'examen de l'évolution sur 20 ans du budget de l'ensemble des Sociétés, de façon à préciser la représentativité de l'approche précédente ;
- l'examen *in situ* de l'état des ouvrages de façon à valider l'effet des sommes investies dans le passé.

Le budget

Le budget 1992 était de 146,5 MF Trc, ce qui représente 5,7 pour mille de la valeur à neuf des ouvrages. Sans à entrer dans le détail (1) d'une analyse poste par poste qui pourrait paraître un peu fastidieuse, on peut tirer quelques conclusions principales.

- Neuf postes représentent environ 80% des dépenses. Ce sont, en pourcentage du budget et par importance décroissante :

POSTE	%
Études et inspections	11,9
Dispositifs de retenue	11,8
Structures	10,8
Étanchéité	9,8
Joints	8,1
Élastomères et bossages	6,9
Relevage des ouvrages	6,6
Corniches	6,2
Buses métalliques	5,8
Total	77,9

On notera que le grand nombre de postes traduit le fait que les dépenses se répartissent sur chacun des équipements et qu'il n'y a donc pas d'équipement qui serait particulièrement sensible et qui consommerait une grosse partie des fonds.

(1) Des détails sont donnés dans deux articles figurant dans les actes du colloque international « gestion des ouvrages d'art » Presses de l'Enpc - 18-20 octobre 1994 :
- Coût de maintenance des ouvrages d'art autoroutiers
- Coût global des équipements des ouvrages d'art autoroutiers.

■ Les structures porteuses ne représentent qu'une très faible partie du budget (environ 17%), les équipements en absorbant plus de 57%, ainsi qu'en témoigne le tableau ci-dessous donnant l'importance de chaque poste en pourcentage du budget.

NATURE	%
Équipements linéaires ou surfaciques (corniches, dispositifs de retenue, grillages, étanchéité, couches de roulement, peinture de garde-corps, caillbotis)	38,5
Équipements ponctuels (joints, appuis, perrés, talus)	18,7
Structures porteuses (structures, murs et TA, buses)	17,1
Dépenses d'ensemble (relevage, entretien des bétons, peinture des ouvrages, entretien général)	13,8
Études et inspections	11,9
Total	100,0

Les problèmes de portance sont donc rares: ceci témoigne de l'excellente tenue des ouvrages d'art standardisés.

■ Les équipements ont un coût d'investissement faible et un coût d'entretien élevé par rapport aux structures.

Ils requièrent chaque année plus de 26% de leur valeur à neuf contre 1% pour les structures (Fig. 1). Ce constat ne dépend ni de la nature de la Société considérée ni de celle de son maître d'œuvre.

La figure 2 ci-après montre le détail par équipement. Elle représente, pour chaque équipement le coût d'entretien en fonction du coût à neuf. À titre d'exemple, on observera que le coût d'entretien des perrés (P), des corniches (C) et des barrières (B) représente environ 2% de leur coût à neuf. On notera qu'il n'existe pas d'équipement de mauvaise qualité (qui aurait un coût d'investissement très faible et un coût d'entretien très fort).

Toutefois, on doit noter que pour trois équipements, le coût d'entretien annuel avoisine 5% de leur valeur à neuf: ce sont les appareils d'appuis (A), les étanchéités (E), les joints de chaussées (J). À titre de comparaison, ceci dépasse le double du ratio constaté sur les chaussées (1,8%) qui sont des pièces d'usure. En ce qui concerne les joints de chaussées, il s'agit d'une valeur minimale car la plupart des ouvrages ne comportent plus de joints (il aurait alors fallu comptabiliser les ouvrages qui en sont dotés).

Figure 1
Budget annuel.

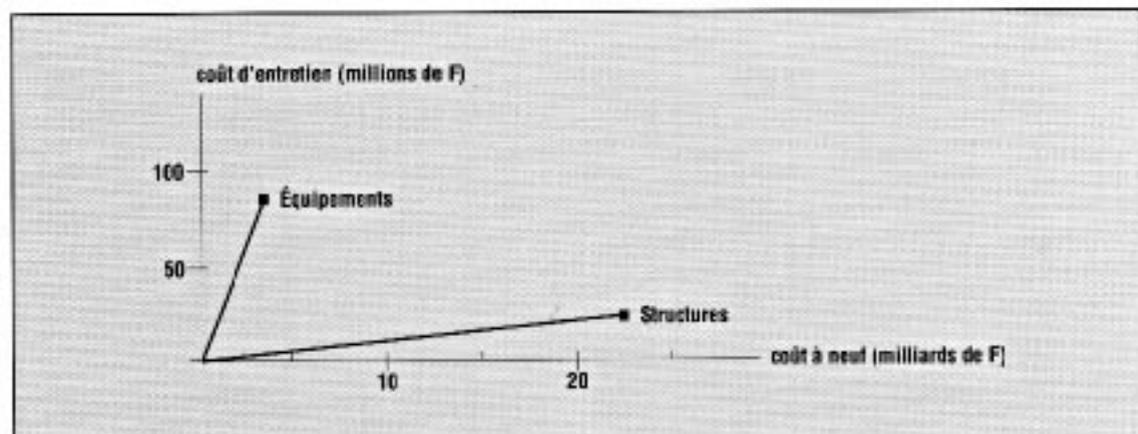
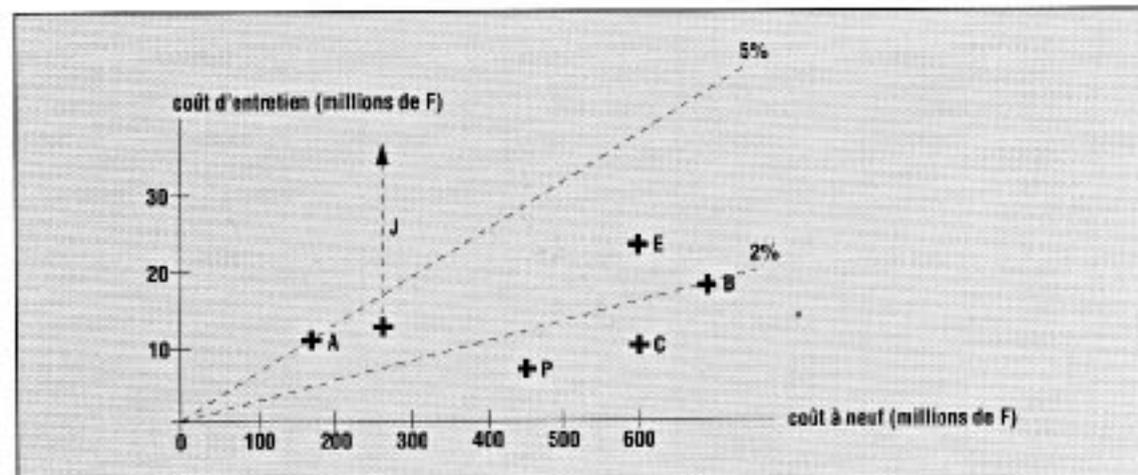


Figure 2
Budget détail équipements

A = appuis
J = joints
E = étanchéité
P = perrés
C = corniches
B = barrières.



Nous notons que les joints à grands souffles requièrent moins d'entretien que ceux à petit souffle.

■ **Les coûts induits sont largement supérieurs aux coûts directs.**

Au delà des coûts de réparation que connaissent bien les bureaux d'études et les entreprises, apparaissent des majorations pour travaux sous trafic (géométrie limitée du chantier, horaires particuliers...) mais aussi pour mesures d'exploitation (signalisation, maintien de la fluidité du trafic...), et encore au delà de la gêne à l'utilisateur (mais celle-ci n'est pas facturée...).

Un calcul précis serait illusoire tant la diversité des situations est grande.

Néanmoins, on peut présenter quelques grands ordres de grandeurs constatés.

Réparation	1 (base)
Surcoût travaux sous trafic	0,2 à 0,3
Surcoût mesures d'exploitation	0,2 à 2
Coût gêne à l'utilisateur	2 à 10

On relève alors que le coût des réparations des équipements peut être marginal par rapport au coût global supporté par la collectivité.

Ce coût de réparation des seuls équipements peut représenter une fraction non négligeable du coût initial du tablier (jusqu'à 35%, voire plus!) alors qu'il n'en représente qu'un pourcentage très réduit à la construction.

■ **La prise en compte du paramètre « exploitation » est donc essentielle dans le choix des équipements.**

Plusieurs voies peuvent y contribuer :

- **l'élaboration de cahiers de détails types traduisant les exigences du gestionnaire** et destinés au maître d'œuvre et au delà à l'entreprise (document intégrable aux plans d'exécution).

- **le choix d'équipements plus coûteux**, pourvu qu'ils soient plus durables ou qu'ils puissent être changés dans de bonnes conditions (démontabilité, modularité).

- **la mise au point d'outils de contrôle** permettant d'évaluer *in situ* et préventivement l'état de la fonctionnalité d'un équipement.

Puissent ces quelques lignes inciter les maîtres d'ouvrage à accepter d'investir préventivement dans les équipements d'ouvrages pour dépenser moins *a posteriori*. ■

Pierre TROUILLET

L'accès aux ouvrages d'art avec **EPSILON**

Les maîtres d'ouvrages, les maîtres d'œuvre et les entreprises connaissent bien les moyens qui permettent d'accéder aux différentes parties d'un ouvrage d'art. Notre propos concernera essentiellement l'accès aux ouvrages d'art dont la structure comporte un tablier supérieur, et dont le niveau sous chaussée est rendu accessible par le matériel utilisé.

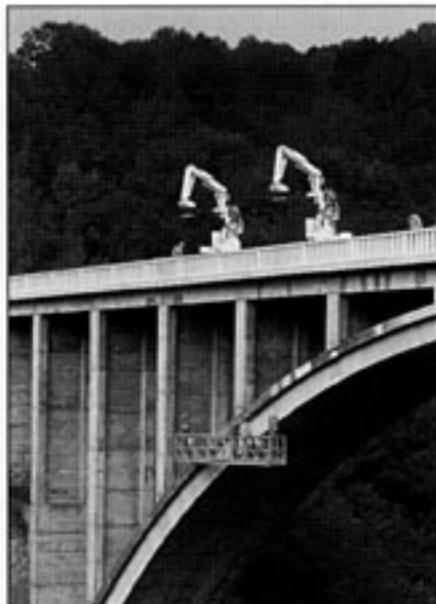
Deux grandes catégories de matériel sont actuellement employées :

- les passerelles lourdes de chantier adaptées à la construction mais aussi à la réparation ;
- les passerelles ou nacelles automotrices de surveillance ou d'inspection appelées souvent « sous pont » ; elles sont aussi utilisées à des travaux d'entretien ou de réparation.

Ces moyens d'accès ont des limites qui sont souvent la contrepartie des avantages qu'ils possèdent par ailleurs. En effet, à notre connaissance, les matériels dégageant le gabarit de la circulation routière et permettant d'accéder aux grandes hauteurs ont une mise en œuvre longue, une mobilité peu aisée et un coût très élevé.

Confronté à ces problèmes depuis une dizaine d'années, notamment sur des ouvrages de grande hauteur, les techniciens du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées du CETE de Lyon avaient donc conçu et réalisé un prototype qui apportait une solution aux inconvénients cités. Cet engin permettait de respecter la réglementation régissant la surveillance des ouvrages d'art telle qu'elle est définie par l'Instruction Technique du 19 octobre 1979.

Les demandes d'interventions se faisant de plus en plus fréquentes, les services techniques du Ministère de l'Équipement (Direction des Routes et Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) se sont orientés, à l'instigation du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées du CETE de Lyon, vers l'acquisition d'un dispositif entièrement mécanisé sur le principe de base du prototype. Un brevet déposé le 11 août 1989 par le LCPC a sanctionné cette innovation.



La construction de ce dispositif, appelé EPSILON, est le résultat de la collaboration établie entre le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées du CETE de Lyon et la société TRACTEL, société de renommée mondiale par le « TIRFOR » et spécialisée, entre autres, dans le domaine des passerelles et leur treuillage.

EPSILON complète le domaine d'emploi des passerelles et nacelles du réseau des

Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées implantés à Aix-en-Provence, Nancy, Bordeaux, Melun (anciennement Le Bourget) et Lille.

Description sommaire du dispositif

– Deux chariots automoteurs étroits (1,27 m) d'un poids de 6 tonnes, équipés chacun d'une flèche constituée de 3 sections articulées dont 2 télescopiques montées sur une tourelle. Cette flèche permet de contourner, entre autres, l'encorbellement des ouvrages et de disposer la passerelle au plus près du parement. Des treuils à câbles passant « TIRAK » placés sur la tourelle assurent les translations verticales de la passerelle jusqu'à 150 mètres. Les câbles sont emmagasinés sur des enrouleurs à l'arrière des treuils. Deux pupitres de commande permettent la conduite du chariot et de ses équipements :

– une passerelle en alliage d'aluminium modulable au pas métrique jusqu'à une longueur de 18 mètres suspendue aux câbles ;

– un ensemble d'accessoires tels que nacelles ou flotteurs facilitant la conduite de l'accès ou de la mise en œuvre du dis-



positif sur les différentes parties d'un ouvrage

- Un véhicule semi-remorque spécialement aménagé transportant tous les éléments constitutifs d'EPSILON.

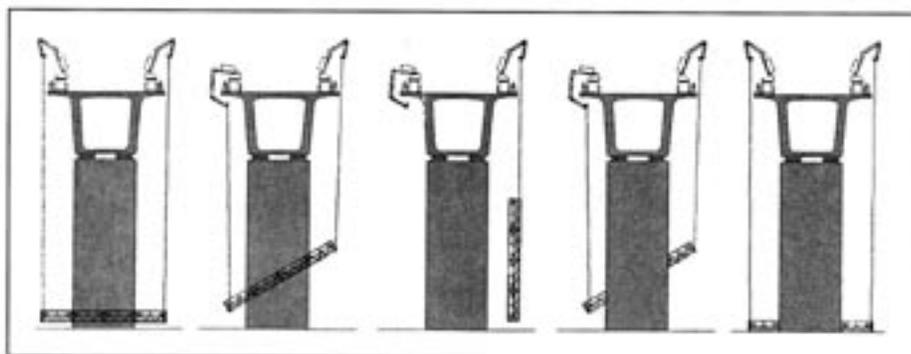
Champ d'application du dispositif

Sont considérés comme accessibles, les ouvrages d'art :

- de grande hauteur, jusqu'à 150 mètres,
- de grande largeur, jusqu'à 18 mètres mais aussi ceux de faible largeur, inférieure à 2,5 m,
- dont la limite en charge n'est pas inférieure à 12 tonnes,
- constitués de tabliers jumeaux dont l'espacement est d'au moins 20 cm,
- comportant des voûtes d'élégissement,
- équipés de barrières avec écran de retenue de chargement,
- sur lesquels une restriction de circulation est impossible.

La mise en œuvre et la conduite de ce dispositif sont assurées par l'équipe spécialisée du LRPC du CETE de Lyon. Les nombreux aspects pratiques de sa mise en œuvre ont été acquis lors de l'utilisation du prototype avec lequel 29 ouvrages d'art ont été inspectés.

EPSILON permet d'accéder aussi bien sur un parement qu'en face inférieure de



Franchissement de pile ou changement de travée.

l'ouvrage. Dans le premier cas, les chariots sont disposés d'un même côté de la chaussée, dans le second, ils sont situés de part et d'autre de l'ouvrage.

Epsilon se « fait » aussi discret que possible pour limiter son emprise sur la voie de circulation ; les trottoirs, s'ils peuvent supporter les chariots, permettent de maintenir le trafic sans restriction sauf celle de la vitesse des véhicules.

L'inspection du parement ou de la face inférieure se déroule par avance simultanée des chariots à vitesse lente de façon continue ou non, suivant les nécessités liées à l'observation de la structure. Cependant, les chariots restent à poste fixe lorsqu'il s'agit de l'inspection d'une pile. Le franchissement d'obstacles tels que les lampadaires ou les piles sont réalisés avec des manœuvres qui tiennent compte de la configuration de l'ouvrage et de son environnement.

Le gestionnaire de l'ouvrage, son représentant ou les techniciens délégués peuvent prendre place sur la passerelle ; le nombre de personnes est limité à deux, la troisième étant le technicien du LRPC du CETE de Lyon responsable des manœuvres.

Parmi les principaux atouts d'EPSILON, on retiendra :

- son faible encombrement qui le place souvent hors de l'emprise de la circulation pour la plus grande satisfaction des conducteurs ;
- sa capacité d'accéder à toutes les parties d'un ouvrage, même les plus difficiles à atteindre, permettant ainsi d'effectuer un diagnostic complet et d'engager des travaux en toute connaissance de cause ;
- sa rapidité de mise en œuvre, sa mobilité, et le confort d'accès qu'il offre. ■

Bernard HENNO



Quelques stages ouvrages d'art

■ Renforcement des sols par clouage

7 au 9 novembre 1995

■ Conception parasismique: introduction aux normes et exemples d'application

14 au 16 novembre 1995

■ Les méthodes de calcul de la stabilité des ouvrages en géotechnique

28 au 30 novembre 1995

■ La conduite d'un projet de réparation

12 au 14 décembre 1995

FORMATIONS FLASH

■ La restauration des couches de roulement et de l'étanchéité des ponts

15 novembre 1995

JOURNÉES D'ÉTUDE

■ Application pratique des Eurocodes 1 et 2 au calcul des ouvrages d'art en béton

8 et 9 novembre 1995

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

■ Formuler le béton: des constituants aux performances

3 au 5 octobre 1995

■ Instrumentation et auscultation des ouvrages en géotechnique

10 au 12 octobre 1995

■ Concevoir et réaliser les ponts courants

17 au 19 octobre 1995

■ Gérer un patrimoine d'ouvrages d'art urbains

7 au 9 novembre 1995

Programme VOUTE

Le logiciel VOUTE est disponible depuis quelques mois. Il permet le calcul à la rupture des voûtes en maçonnerie ou en béton non armé.

Les premiers ponts de pierre étaient bâtis par référence aux ouvrages déjà construits. C'est seulement au XVIII^e siècle que sont nées les méthodes de vérification de la stabilité des voûtes.

Deux écoles se sont alors développées: l'une fondée sur les théories de Navier qui prend en compte la déformabilité des matériaux et l'autre basée sur les travaux de Méry et de Coulomb qui fait l'hypothèse d'une rupture de la voûte par blocs.

Le programme VOUTE a été développé selon cette dernière méthode par J.-M. Delbecq et J.-L. Michotey dans les années 80. Ce n'est qu'en 1994 que ce programme a été porté sur micro-ordinateur par P. Le Delliou.

Dans cette nouvelle version, le programme étudie la stabilité globale d'une tranche de voûte de largeur unitaire, encastrée à ses naissances, et d'épaisseur variable.

L'intrados et l'extrados de la voûte peuvent être définis par une succession de portions de courbes ou de segments de droite. Des outils de raccordements de ces portions de courbes sont fournis à l'utilisateur.

Les chargements qui peuvent y être appliqués comprennent outre le poids propre de la maçonnerie, et le poids du remblai, l'effet de charges concentrées ou réparties. Dans les combinaisons d'actions qui en résultent, ces charges peuvent être pondérées comme des charges d'exploitation normales ou exceptionnelles.

Le programme est en vente au SETRA, mais peut être exploité en service bureau, au CETE de Lyon. Le calcul est alors confié à J. Reinhard, qui examine les données de l'utilisateur, avant de calculer la voûte. Cette démarche permet de valider les hypothèses de calculs, en particulier en ce qui concerne la résistance des maçonneries

dont la valeur influe fortement sur le coefficient de sécurité à rupture. Elle est conseillée aux utilisateurs peu avertis.

Comme pour tous les programmes développés sous l'égide du CODATS, tous renseignements complémentaires et conseils peuvent être obtenus auprès des correspondants des Pôles Régionaux de Diffusion implantés dans chaque CETE. ■

Gilles LACOSTE

Normes routières sur CD-Rom

Les principales normes en usage dans le domaine routier sont désormais disponibles sous forme d'un CD-ROM, intitulé « Normes Routières », regroupant une sélection de 585 normes spécifiques aux ouvrages d'art, chaussée et terrassements, équipements de la route.

Ce produit a été développé à l'initiative du SETRA, afin de répondre aux besoins des DDE, notamment pour la rédaction des pièces techniques de marchés. Il s'adresse également aux collectivités territoriales et aux partenaires publics ou privés du SETRA pour le seul usage de l'activité liée au domaine routier.

La note d'information du SETRA n° 45 de la série « économie - environnement - conception » présente les conditions de mise en œuvre du CD-ROM.

Le CD-ROM « Normes routières » est proposé à la vente au prix de 9 500 F par exemplaire (ce qui permet une économie de plus de 90% par rapport à l'achat des normes à l'unité). Les services déconcentrés du Ministère bénéficient d'un prix comportant une subvention de la Direction des Routes.

Pour chaque CD-ROM acquis, il est prévu deux mises à jour par an, sous forme d'un abonnement annuel. Cet abonnement d'un montant de 2 500 F, devra être souscrit dès la première mise à jour.

Les commandes et les demandes d'abonnements sont à adresser au bureau des ventes du SETRA. ■

Gérard FLABEAU

