

OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



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



N°38
Juin 2001

Ouvrages marquants

- Les études du viaduc de Verrières
E. BOUCHON, G. GILLET, B. BOUVY, D. LE FAUCHEUR, J.-Y. SABLON *page 3*



Techniques particulières

- A63 – Mise aux normes autoroutières de la RN 10
Construction et rotation de 16 PS
sur voies circulées *page 14*
M. DOURTHE, P. BARRAS
- Second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg
Des piles et fondations profondes dans le fleuve pour
résister aux séismes et aux chocs de bateaux *page 19*
G. TREFFOT, A. DEMARE



Équipements et entretien

- Equipements des ponts portant
des pistes cyclables *page 28*
G. LAFERRÈRE, M. VERTET, M. FRAGNET



Réglementation, calculs

- « EN 197-1 » : une nouvelle norme pour les ciments
courants
Première norme européenne harmonisée pour un
produit de construction
Le marquage CE et la marque NF *page 31*
CIMBÉTON
- Les règles de justification des murs
de soutènement et le programme MUR *page 35*
G. LACOSTE

Qualité, gestion, organisation

- La gestion des joints de chaussée
L'expérience d'un maître d'œuvre *page 39*
N. BOURDET

Informations brèves

- « CE + NF » pour la qualité *page 43*
- Stages *page 43*

Le kiosque du Setra

- Les dernières publications Ouvrages d'Art *page 44*

ESTP
BUREAU SPÉCIAL
DES TRAVAUX PUBLICS
DE BÂTIMENT
ET DE L'INDUSTRIE



Les études du Viaduc de Verrières

1. Le site

■ L'autoroute A75

L'autoroute A75 "La Méridienne" constitue un itinéraire particulièrement important destiné à permettre le désenclavement du Massif Central. Reliant Clermont-Ferrand à Béziers, elle traverse, souvent à près de 1000 mètres d'altitude (certainement une des plus hautes d'Europe), des vallées qui ont nécessité la construction d'ouvrages exceptionnels.

Dans le Sud de l'Aveyron, le contournement de Millau nécessite la réalisation de trois ouvrages d'art, qui sont du Nord vers le Sud :

- le viaduc de Verrières (720 mètres de longueur),
- le viaduc de la Garrigue (340 mètres de longueur),
- le viaduc de Millau, sur le Tarn (2460 mètres de longueur).

A l'exception du viaduc de Millau, qui sera concédé, cette autoroute est financée et réalisée par l'Etat.

■ La vallée et ses contraintes

A une vingtaine de kilomètres au Nord de Millau, l'autoroute franchit la vallée du Lumensouesque au niveau du village de Verrières. Afin d'éviter le surplomb de cette petite agglomération, le tracé a été incurvé pour passer plus au Sud. Il en résulte la nécessité de concevoir un ouvrage courbe, avec un rayon de 1800 mètres.

Les principales contraintes du projet étaient les suivantes :

- pentes des versants de la vallée très accentuées, rendant délicate l'implantation des appuis,
- fond de vallée comportant environ 10 mètres d'alluvions au-dessus du rocher,
- régime hydrologique complexe, avec pression artésienne non négligeable en fond de vallée,
- régime de vents turbulents dans l'axe de la vallée nécessitant de prendre en compte les phénomènes dynamiques induits,
- environnement très sensible, notamment en matière hydraulique.

Pour mieux prendre en compte les contraintes environnementales, ainsi que la nécessité de remise en état des lieux, l'Etat a réalisé en préalable les pistes d'accès aux différents appuis et certains terrassements préliminaires. Une telle démarche permet de



libérer l'entrepreneur d'une opération toujours complexe et de mieux contrôler la qualité des travaux de desserte du chantier.

▲ Vue générale du site.

2. Le marché

■ Les projets de base

Le franchissement d'une brèche de grande dimension pose un problème complexe pour assurer l'intégration visuelle dans le site :

- les piles de grande hauteur doivent souligner l'élançement de l'ouvrage, tout en respectant les règles de dimensionnement et de bonne exécution,
- le tablier doit présenter des dimensions et des formes en rapport avec la brèche et être en adéquation avec l'implantation et la forme des appuis.

Dans le cas du viaduc de Verrières, ces considérations ont conduit l'architecte, en liaison avec les ingénieurs, à proposer la conception suivante :

- deux grandes piles en fond de vallée, implantées en pied des versants, la travée principale ainsi constituée atteint 144 mètres,
- tablier en caisson (ossature mixte acier-béton ou béton précontraint) de hauteur constante. Cette disposition est imposée par la perception visuelle d'un ouvrage courbe dans une vallée encaissée. Des images virtuelles ont montré que, pour différents points de vue, un ouvrage à hauteur variable s'intégrait mal dans le paysage.
- limitation du nombre d'appuis dans les versants.

Ces différents critères ont conduit à proposer un ouvrage à six travées : 96 m – 136 m – 144 m – 136 m – 128 m – 80 m pour les deux solutions de tablier.

Solution mixte étudiée par le SETRA

La grande largeur de la plate-forme autoroutière (23,50 m) a conduit à prévoir un caisson central et de part et d'autre un longeron supporté par des bracons et des pièces de pont. La taille du caisson résulte des contraintes de fabrication et de transport. La hauteur de l'âme a été limitée à 4,50 m pour être facilement livrée en pleine largeur et la largeur du caisson a été limitée à 7 m pour permettre un transport par demi-caisson à plat (colis de 3,50 m sur une remorque de 1 m de hauteur).

Pour supporter les longerons, l'architecte a préféré une triangulation tubulaire de type Warren avec des nœuds tous les 8 mètres plutôt que de simples bracons tous les 4 mètres au droit des pièces de pont. La conception des nœuds a été étudiée avec soins pour faciliter les assemblages sur le chantier et assurer une bonne transmission des efforts ; cette conception n'a pas été remise en cause à l'exécution. Il faut signaler que les longerons jouent un rôle très important dans le fonctionnement de la dalle en béton armé.



Solution béton étudiée par la SETEC

La SETEC a proposé un caisson à 2 âmes fortement inclinées (2/1), avec un hourdis supérieur précontraint transversalement (câbles 4T15 à l'espace de 0,80 m) du fait de la grande largeur de la plate-forme (23,50 m). Le Maître d'œuvre a souhaité limiter à 6,50 m la hauteur du caisson grâce à l'emploi d'un béton B45. Cette solution relativement massive en partie courante : âmes de

0,60 m, hourdis supérieur de 0,38 m à la clé, hourdis inférieur de 0,30 m a été estimée plus économique qu'un caisson avec des bracons.

Du fait de la grande profondeur de la brèche le tablier est encastré sur les trois grandes piles (P2, P3 et P4). Les piles sont de forme elliptique, leur section varie de 12,369 m x 9,0 m en tête à 24,222 m x 15,523 m en pied.

Cette pile creuse d'épaisseur 0,60 m est raidie tous les 20 mètres par un plancher ; elle est pleine sur une hauteur de 2,50 m en tête et 7 m en pied pour les plus grandes. Les grandes piles reposent sur 4 puits marocains de 5 m de diamètre, les autres piles reposent sur 2 puits marocains de 6 mètres de diamètre.

La stabilité des fléaux en cours de construction est assurée par 6 câbles 19T15 joignant de part et d'autre le VSP à la base de la pile voisine.

■ L'appel d'offre

La consultation des Entreprises pour la réalisation du viaduc de Verrières a été conduite suivant la procédure de l'appel d'offres restreint.

Deux solutions techniques étaient proposées :

- **solution 1** : tablier en ossature mixte acier-béton,
- **solution 2** : tablier en béton précontraint.

Dans le cas de la solution 1, le marché devait être découpé en deux lots (coordination et génie civil d'une part, charpente métallique d'autre part). La soumission devait être présentée selon la procédure dite "Val de Marne", une même entreprise ne pouvant répondre que dans trois groupements au maximum.

Une seule variante était autorisée : elle portait sur la possibilité de réaliser la solution béton précontraint avec du BHP, sans fumée de silice, la résistance caractéristique du béton étant limitée à 80 MPa.

Des propositions techniques sur les aspects suivants étaient à présenter :

- mode d'exécution des fondations,
- mode d'exécution des piles,
- fabrication, pose et clavage des dalles préfabriquées (ouvrage mixte),
- fabrication, approvisionnement, assemblage, lancement et peinture de la charpente métallique.

► Tablier de la solution mixte.

Pour la solution à ossature mixte, il a été constaté 18 candidatures (16 retenues) et pour la solution en béton précontraint, 9 candidatures (8 retenues).

■ Dévolution des travaux

L'analyse des offres a porté plus particulièrement sur les points suivants :

- identification des intervenants (sous-traitants, bureaux d'études...),
- justification des propositions techniques,
- examen détaillé des prix et des conditions de répartition des frais généraux,
- justification des heures de main-d'œuvre et vérification de l'adéquation avec les cadences prévues.

A l'issue de l'analyse des offres, la solution à tablier en ossature mixte acier-béton a été retenue par le Maître d'ouvrage et attribuée au groupement :

- SPIE-BATIGNOLLES – RAZEL – DODIN pour le génie civil et la coordination,
- VICTOR BUYCK STEEL CONSTRUCTION pour la charpente métallique.

Le délai d'exécution était fixé à 40 mois. L'ordre de service de début des travaux a été notifié le 20 août 1998.

■ Intervenants

Maître d'ouvrage :

ETAT – Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement,

Personne responsable du marché :

Directeur Départemental de l'Équipement de l'Aveyron,

Maître d'œuvre :

Chef de l'Arrondissement Interdépartemental des Ouvrages d'Art,

Architecte :

M. André Mascarelli,

Contrôle des études d'exécution :

SETRA (CTOA-DGO),

Assistance au Maître d'œuvre :

Réseau Technique de l'Équipement (CETE Méditerranée, du Sud-Ouest, de Lyon et du Nord)

La solution retenue

■ L'architecture

Les formes des piles ont fait l'objet d'études très importantes pour assurer :

- leur perception dans le site et affirmer leur élancement,
- leur stabilité en construction et en service, et notamment leur résistance vis-à-vis des effets générés par le lancement de la charpente métallique ainsi que ceux dus au vent turbulent.



◀ Vue des grandes piles P2 et P3 : P2 terminée et P3 en cours de bétonnage.



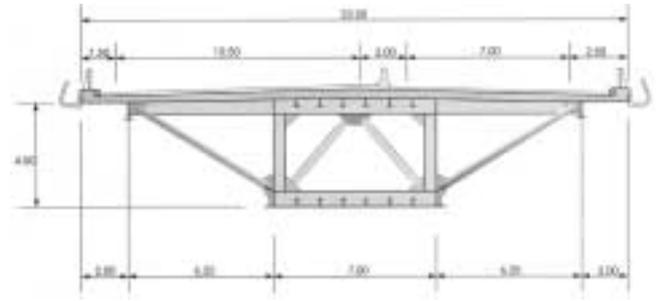
◀ Base de la pile P2.

Pour ce faire les dispositions suivantes ont été retenues :

- suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage, les fûts ont une dimension constante égale à 7,0 m,
- suivant l'axe transversal, en partie haute des deux grandes piles et sur toute la hauteur des trois autres piles, les fûts présentent un fruit constant égal à 3 % (chevêtre de 9 m),
- pour les deux grandes piles, à partir de 95 m du sommet, le fruit transversal augmente paraboliquement de 3 % pour atteindre environ 12 % à la base ; cette disposition permet une résistance correcte sous les effets du vent,
- engravure aux extrémités du fût suivant le sens transversal de l'ouvrage,
- sur les faces transversales des fûts, réalisation d'une partie en saillie, formant pointe de diamant, de dimensions variables avec l'altitude pour les deux grandes piles.

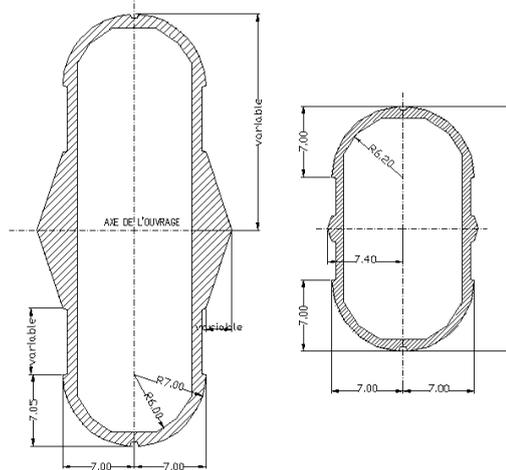
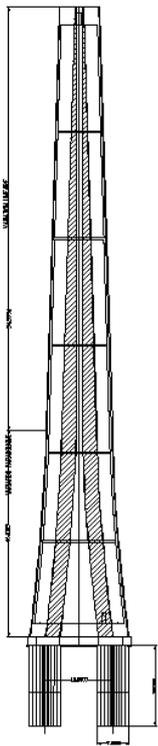
Cette conception conduit à des piles très élégantes soulignant les dimensions exceptionnelles de l'ouvrage.

►► Coupe transversale du tablier.



► Elévation de la pile P3.

►► Section type d'une pile.



■ Les caractéristiques techniques

Les fondations

Les piles sont fondées sur 2 puits marocains dont le diamètre varie de 5,50 m pour P5 à 7 m pour les deux grandes piles.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur	64,56	138,92	141,36	96,72	41,50
Largeur à la base	12,87	21,40	22,00	14,80	11,49
Diamètre des puits	5,50	7,00	7,00	6,00	5,50
Profondeur des puits	10,00	17,00	18,00	9,00	8,00
Entraxe des puits	9,00	14,40	15,00	12,00	9,00
Epaisseur des semelles	4,00	2,00	2,00	5,00	4,00

Les culées sont fondées sur une semelle superficielle encastrée dans la roche. Deux voiles verticaux portent le chevêtre. Pour la culée C0 un mur fondé en partie sur le devant de cette semelle retient les terres et permet un passage devant la culée au sommet de la falaise.

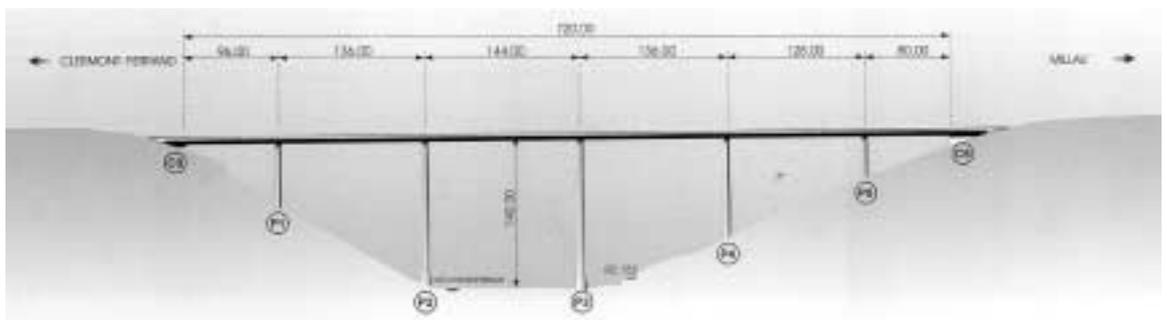
■ Les caractéristiques géométriques

Il s'agit d'un tablier mixte acier-béton de 720 m de longueur, comportant 6 travées de 96 m – 136 m – 144 m – 136 m – 128 m – 80 m, du nord au sud, de C0 à C6.

Les piles

Les piles ont une forme ovoïde de 9 m x 7 m en tête. Les extrémités circulaires de 7 m de largeur

► Elévation longitudinale.



sont conservées sur toute la hauteur des piles, elles s'écartent progressivement avec un fruit de 3 %, mais à la base des deux grandes piles l'élargissement s'accroît paraboliquement jusqu'à atteindre une largeur totale de 22 m pour la pile P3. Cet élargissement est d'abord obtenu par accroissement de la partie plane, puis à la base par agrandissement et épaississement de la nervure centrale. Les voiles ont une épaisseur de 0,40 m dans la partie haute, 0,45 m dans la partie médiane et 0,50 m dans la partie basse des deux grandes piles. La section est raidie par des planchers intermédiaires espacés de 24 mètres dans la partie courante et 20 mètres dans la partie variant paraboliquement. Les semelles ont une épaisseur de 4 à 5 m ; les grandes piles sont pleines sur une épaisseur de 3 mètres pour réduire à 2 m la profondeur de la fouille pour réaliser ces semelles. En tête, la section est pleine sur une hauteur de 4 mètres.

Le caisson métallique

Le caisson est de forme rectangulaire. Sa largeur est de 7,0 m pour une hauteur variant de 4,50 m au droit des âmes à 4,6375 m au centre. La forme en toit de la membrure supérieure du caisson permet de réduire le trainage de cisaillement dans la tôle supérieure et permet surtout de diminuer l'épaisseur de la dalle au centre, puisque la pente de la membrure est plus forte que la pente transversale du profil en travers (4 % pour 2,5 %).



Pour les membrures supérieures, les tôles ont une épaisseur variable de 20 à 35 mm en S355 et de 30 à 67 mm en S460. Pour les membrures inférieures, les tôles ont une épaisseur variable de 20 à 40 mm en S355 et de 40 à 67 mm en S460. Les tôles formant les âmes ont une épaisseur variable de 18 à 25 mm en S355 et de 25 mm pour les zones en S460. L'utilisation de l'acier S460 dans les zones sur appui a permis de réduire le tonnage d'acier, et donc le poids de

l'ouvrage lancé, pour un surcoût réduit. En outre, elle permet d'obtenir des variations d'inertie plus faibles. Dans les zones en S460, toute la section du caisson est de même caractéristique, mais les entretoisements, bracons et longerons restent en S355.

Le raidissage longitudinal des membrures est assuré par des PRS en Té, espacés de 1 m transversalement. Ils règnent sur toute la longueur de l'ouvrage. Le raidissage en Té est beaucoup plus efficace que le raidissage en simple plat et en outre plus facilement mis en œuvre que les raidisseurs en auget dans un ouvrage courbe. Dans une zone fortement comprimée et d'épaisseur réduite, il a fallu renforcer ce dispositif par des raidisseurs en plat, intercalés.

Tous les 4 mètres, un cadre assure la rigidité transversale et de torsion du caisson. Sur appui, ce cadre est renforcé pour assurer la transmission des descentes de charge sur les appuis. Tous les 20 mètres, le cadre est contreventé (2 UPN) afin d'assurer l'indéformabilité du caisson. Les âmes sont raidies verticalement par l'alternance de plats et de Té, tous les mètres. On verra ci-après que cette disposition, qui n'est pas courante, a été prévue pour faciliter le lancement de la charpente, car dans le sens des raidisseurs l'effort de compression est 4 fois plus important que suivant le sens transversal.



◀ Détail du raidissage de âmes.



◀◀ Vue intérieure du caisson.

◀ Pièce de pont sur culée.

Un longeron est lié aux pièces de pont. C'est un élément important de la section de l'ouvrage. Il permet :

- d'assurer un appui longitudinal à la dalle préfabriquée avec connexion par goujons disposés dans les lumières prévues à cet effet,
- de participer à la flexion longitudinale de la section,
- d'assurer un appui bilatéral pour une future passerelle de remise en peinture, le débord de la tôle inférieure du caisson pouvant offrir un autre appui.

Les attaches des bracons

Les bracons triangulés qui soutiennent l'encorbellement sont préfabriqués en usine. A chaque extrémité le tube est fendu, une tôle est insérée dans cette fente et le tube est fermé. Ces deux tôles d'extrémité ne sont pas situées dans le même plan.



► Attache supérieure des bracons.



► Attache inférieure des bracons.

En partie basse, la tôle d'extrémité est située dans le plan de la triangulation ; elle est soudée horizontalement sur l'âme du caisson au droit de la semelle supérieure du contreventement inférieur et sur une tôle verticale située au droit du cadre.

En partie haute, la tôle est soudée sur le bord de la semelle supérieure de la pièce de pont (composante transversale) et sur l'âme du longeron (autre composante), ce qui permet une plus grande facilité pour le soudage.

Compte tenu de la triangulation des bracons, les attaches basses et hautes ne sont pas dans la même section, mais alternées de 4 m, soit un pas de 8 m pour chaque attache.

Le hourdis

Le hourdis est une dalle en béton armé, d'une épaisseur maximale de 25 cm. Les encorbellements ont été préfabriqués sur le site (plots de 4,00 m par 8,30 m). La bande centrale située sur le caisson est coulée en place ; son épaisseur varie de 25 cm sur les âmes à 20 cm dans l'axe ; la tôle supérieure du caisson sert de coffrage. Cette technique permet de ne pas mettre en œuvre d'équipage mobile, dont l'utilisation aurait été rendu difficile par la présence des bracons.

Les longerons permettent un bon fonctionnement des dalles et la mise en place d'une connexion.

L'épaisseur du hourdis en encorbellement est variable. L'épaisseur en zone courante est de 22 cm, épaissie à 25 cm dans les zones de connexion, au droit des longerons longitudinaux et des pièces de pont en console. Ceci permet, entre autre, le retournement des aciers passifs au droit du joint de clavage transversalement.

La pose des éléments préfabriqués est faite grâce à un outil de pose, circulant sur des rails soudés sur la tôle supérieure du caisson. Avant la pose un joint en néoprène est mis en œuvre sur la charpente.

Le ferrailage de la zone centrale est réalisé en place. Le bétonnage de celle-ci est effectué en respectant un pianotage, avant exécution des clavages transversaux au droit des pièces de pont et sur les longerons, permettant ainsi de réduire la fissuration de la dalle sur appui. Des positions de vérinage sont prévues au droit des appuis, mais du fait du poids très important de l'ouvrage, il n'a pas été prévu de dénivellations d'appuis en cours de construction pour comprimer la dalle.

Afin de comprimer les joints longitudinaux entre dalles préfabriquées et partie coulée en place, et ainsi éviter une traction permanente à vide, une légère précontrainte transversale a été mise en place au droit des clavages sur pièces de pont. Elle est constituée de 4 monotorons gainés graissés, tendus en phase finale d'exécution de la dalle.

■ Méthode de lancement

La charpente métallique comporte 39 tronçons, acheminés sur le chantier par la route depuis la Belgique, par demi-caissons de 16 à 24 m, pesant entre 60 et 100 tonnes. Après retournement, les éléments sont ajustés et soudés sur le

chantier, et équipés des éléments transversaux (bracons, longerons et consoles). Après le contrôle des soudures, la protection anti-corrosion est achevée.

L'entreprise VBSC a choisi un mode de lancement adapté au poids important de l'ouvrage (6300 t d'acier au total), ainsi qu'à la courbure de l'ouvrage.

Tout d'abord, un avant- bec de 60 m de longueur est attaché à l'avant du caisson pour permettre de réduire la charge en console (l'avant- bec est trois fois moins lourd que le caisson au mètre linéaire, malgré un poids total de 200 t avec la pièce d'attache), et ainsi diminuer les efforts et les réactions d'appui. Son intrados a une forme en ski (forme parabolique) pour permettre l'accostage et la récupération progressive de la flèche, soit une flèche de 3,50 m. La hauteur de l'avant- bec à la jonction avec le tablier est de 9,0 m ; sa structure en treillis a permis d'alléger son poids, tout en conservant sa rigidité. L'avant- bec est courbe, avec le même rayon que le tablier. Après accostage sur la culée C6, il est démonté en deux fois.

Dans le but de réduire la flèche à l'extrémité de l'avant- bec, un système de haubanage provisoire a été mis en place. Il comporte un mât de 27 m de hauteur, posé sur le caisson et des haubans ancrés de part et d'autre, à environ 80 m du pied du mât. Le pied est articulé par l'intermédiaire d'un grain. La zone sous le mât a dû être ren-



forcée localement. Les haubans sont des câbles 31T15. Les ancrages des câbles sont constitués par des tôles verticales soudées au droit des âmes, sur lesquelles vient se fixer la platine d'épanouissement. En tête de mât, les haubans sont déviés sur selle et bridés.

Le tablier est poussé par des vérins et l'ensemble glisse sur des appuis de type néoprène-téflon. Ces derniers reposent sur des balançoires fixées en tête de pile, permettant la libre déformation du tablier. Les longueurs des balançoires sont adaptées à la valeur de la réaction d'appui calculée (1,80 m, 2,40 m et 3,60 m).

Quelques remarques sont nécessaires :

- Le sens du lancement est défavorable, car la petite travée de rive se trouve à l'avant. Ceci a imposé un avant bec long pour que les sections renforcées se trouvent sur appui lorsque la console a une longueur maximale ($60 \cong 144 - 80$). Un allongement de la travée de rive aurait permis une réduction de la longueur de l'avant- bec.
- La tension dans les haubans est contrôlée avant les phases critiques et peut évidemment être corrigée si nécessaire. Lorsque le mât est au milieu de la travée, la flèche du tablier détend les haubans, et quand il passe sur appui, l'augmentation de la flèche de la console retend les haubans.
- Sauf lors de l'accostage sur la pile P3 (franchissement de la travée de 144 m), le lancement s'effectue sans retoucher les longueurs des haubans, ceux-ci restant purement passifs. La procédure de lancement prévoyait une légère retension (25 t) des haubans pour assurer dans de bonnes conditions l'accostage sur les balançoires de la pile P3. Cette phase a été rendue plus déli-

▲ Dispositif de haubanage provisoire.

◀◀ Vue de l'avant bec.

◀◀ Avant bec en appui sur P1.



cate en raison d'un fort gradient thermique dans le caisson métallique (environ 20 °C) occasionnant une flèche complémentaire voisine de 0,60 m.

- Du fait de sa forme en ski, l'avant bec se met en charge très progressivement, il réduit très lentement les fortes sollicitations dans le tablier qui règnent ainsi sur une plus grande longueur.
- La courbure de l'ouvrage charge plus fortement l'appui intérieur lorsque la console a une portée maximale, ce qui a nécessité un renforcement de l'âme.

Les remarques ci-dessus montrent bien que le lancement d'une structure métallique diffère assez fortement du poussage d'une structure en béton du fait de la grande souplesse du tablier et de la plus faible différence entre le poids de l'avant bec et celui du tablier. En effet, pour une structure en béton, un haubanage fonctionnant en passif ne serait pas envisageable.

4. La stabilité des âmes au voilement

■ Calculs aux éléments finis

Le règlement français ne couvre pas la situation de lancement du viaduc de Verrières. Pour l'appliquer, il aurait fallu adopter une conception sensiblement différente : la capacité portante ne prenant en compte que les raidisseurs verticaux du caisson, en négligeant la contribution de l'âme (voir commentaire de l'article 18.5 du fascicule 61 Titre V), il aurait fallu des raidisseurs

plus importants, éventuellement de part et d'autre de l'âme.

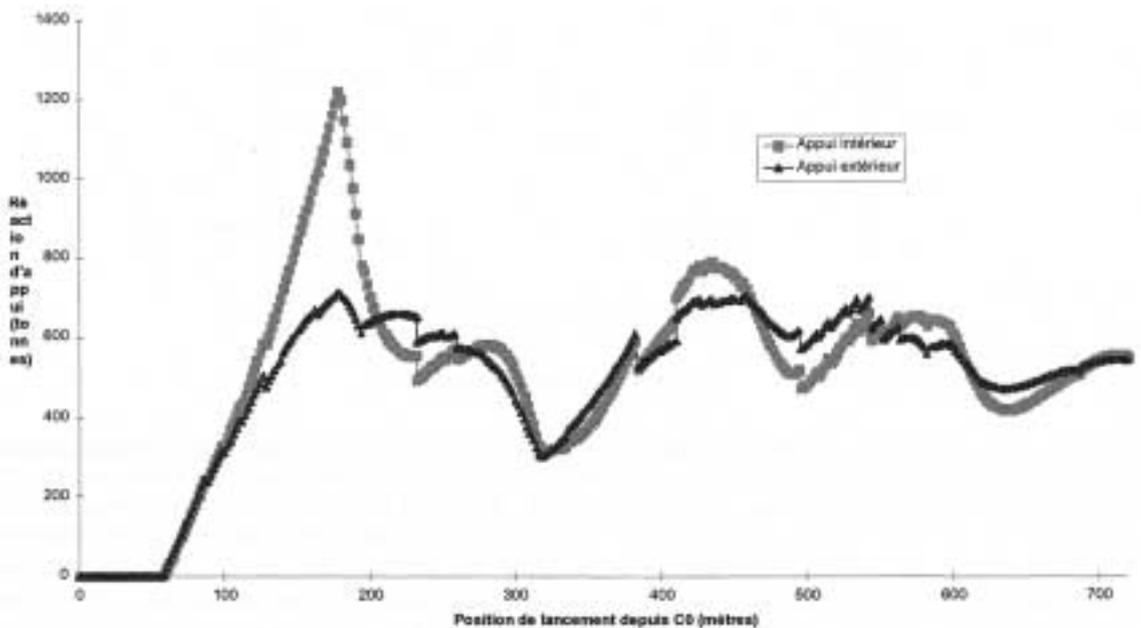
C'est pourquoi il nous a semblé nécessaire de nous appuyer sur le règlement européen (EC3 : 1-5) pour justifier les phases de lancement, et notamment étudier les charges concentrées appelées "patch loading" dans les Eurocodes : voilement sous charges transversales appliquées par les balançoires dans le plan de l'âme, concomitantes aux sollicitations de flexion longitudinale. Toutefois, la situation de lancement envisagée n'est pas directement couverte par l'Eurocode. En effet, les formules de vérification de l'EC3 : 1-5 reposent sur une analyse statistique de fiabilité et des essais concernant des panneaux isolés, ne correspondant pas à une situation de lancement avec un patin couvrant plusieurs panneaux adjacents.

Une solution aurait été d'interpoler les règles de l'Eurocode, mais les essais de calibrage des formules de l'EC3 avec des calculs aux éléments finis ne nous ont pas permis de conclure. Pour faire face à cette situation, nous avons donc basé l'ensemble de la justification sur des calculs aux éléments finis des situations précises du lancement. Une trentaine de calculs ont été effectués, permettant de modéliser la plupart des situations de lancement, suivant une étude paramétrique des épaisseurs d'âme, épaisseurs de semelle, longueur de patins et concomitance des efforts de flexion et de réactions d'appui.

L'ensemble des calculs a été fait à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis Systus +, diffusé par la société Systus International.

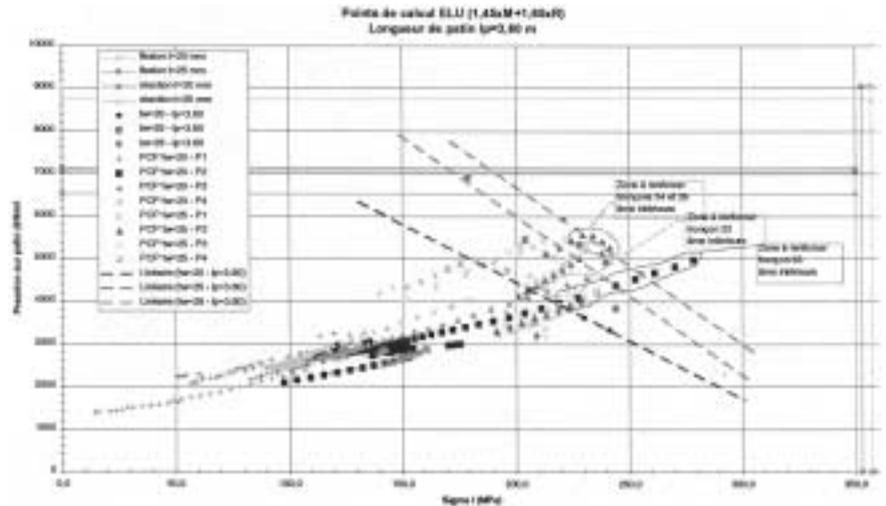
La méthode de vérification de la stabilité du panneau comporte trois étapes.

► Historique des réactions d'appui sur la pile P1 au cours du lancement (en tonnes).



Premièrement, pour des paramètres de structure donnés (L_{patin} : longueur du patin, t_w : épaisseur de l'âme, t_f : épaisseur de la semelle), et pour des coefficients de charge (M : moment fléchissant sollicitant, R : réaction d'appui) on recherche la résistance de la structure. Tout d'abord, on calcule les modes de flambement d'Euler de la structure soumise à ses charges, selon la théorie élastique. Ce calcul préliminaire ne donne aucune indication de résistance, mais les déplacements de tous les nœuds dans le mode d'instabilité choisi sont utilisés pour créer un défaut géométrique à la structure et qui initiera l'instabilité de la structure. Cette déplanation initiale est évaluée par l'Eurocode (EC3-2) à $h/200$ soit 5 mm. Puis on simule la ruine de la structure par un calcul au second ordre prenant en compte les grands déplacements et la plasticité du matériau. Pour cela, la structure est chargée progressivement depuis son état non chargé (0, 0) dans la direction des coefficients de charge (R, M), par un chemin de chargement linéaire. Le calcul s'achève pour le dernier paramètre de charge λ_{max} , pour lequel un équilibre est trouvé. Ainsi, la résistance de la structure dans la direction recherchée est $(\lambda_{\text{max}} M, \lambda_{\text{max}} R)$. Des calculs sont aussi réalisés pour d'autres chemin de chargement de type (M, $\lambda_{\text{max}} R$), ($\lambda_{\text{max}} M$, R),

Deuxièmement, à partir de ces calculs on dessine le domaine de résistance du panneau sur un diagramme R-M (R : réaction d'appui ; M : flexion longitudinale). La résistance ultime de la structure du caisson est assurée sous la combinaison suivante : [1,45 M (G) ; 1,65 R (G)]. Le facteur de sécurité 1,45 est le produit du coefficient de pondération des charges de poids propre à l'ELU (1,32) par le coefficient de sécurité du matériau lorsque l'on craint une instabilité. Le



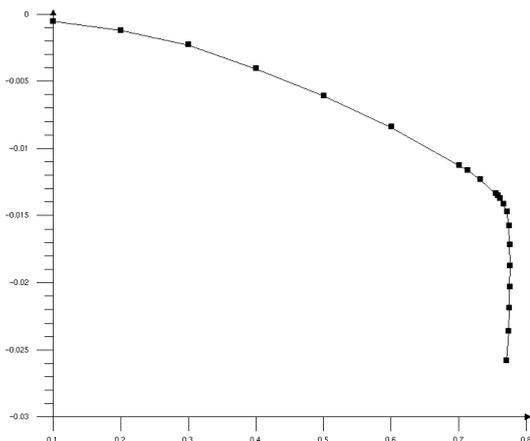
facteur de sécurité 1,65 permet de couvrir en plus les actions d'accompagnement (vent et dénivellation d'appui transversale), ainsi que l'imprécision du modèle. Cette formulation réglementaire conduit à une grande sécurité si l'on a pris en compte les défauts de positionnement transversal de l'appui, car en cours de lancement on peut assez bien maîtriser les charges de poids propre et leur pondération par 1,35 est très sécuritaire.

Troisièmement, on place tous les points de sollicitation sous la forme de couples (1,65 R (G) ; 1,45 M (G)) sur le diagramme de résistance. La sécurité est assurée si l'ensemble des points correspondants se trouvent à l'intérieur du domaine. Dans le cas contraire, il faut renforcer la section.

Le renforcement a été réalisé par épaissement des âmes, et par ajout local de raidisseurs horizontaux à la hauteur de 70 cm du fond de caisson (niveau médian des cloques potentielles calculées).

Il semble utile d'en tirer quelques enseignements pour le dimensionnement. Lors du lancement d'une telle structure trois modes de ruine ayant

▲ Diagramme d'analyse des sections.

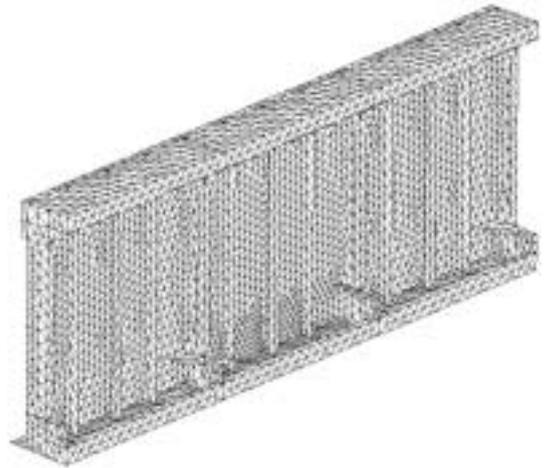


◀◀ Courbe de déplanation de l'âme

◀ Ajout de raidisseurs horizontaux.

► Accostage de l'avant bec sur la pile P3.

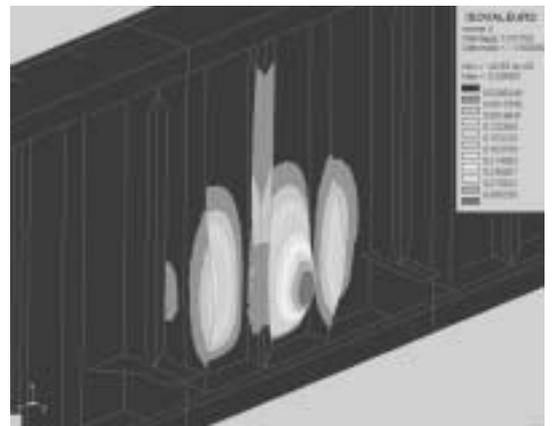
►► Maillage du modèle.



une redistribution très faible entre eux peuvent apparaître :

- flambement et voilement du hourdis inférieur,
- voilement général de l'âme (flambement des raidisseurs verticaux),
- voilement local de l'âme.

La flexion longitudinale ne peut pas être reprise par une âme raidie verticalement et fortement sollicitée par les actions variables, la semelle inférieure doit donc avoir une section suffisante (pas de plastification sous les charges de flexion). La charge verticale est principalement reprise par l'âme qui est tenue par les raidisseurs verticaux. Les raidisseurs doivent être suffisamment rigides pour que l'âme puisse remplir ce rôle, et ils doivent être soudés sur la semelle inférieure. Un dépassement de l'un de ces deux premiers critères de ruine a de fortes chances de conduire à un effondrement brutal. Il semble donc prudent que le premier mode propre rencontré soit un voilement local de l'âme. On peut alors épaissir l'âme pour assurer une sécurité suffisante.



►► Cloquage de l'âme – Isovaleurs de déplacements.

5. Les effets du vent

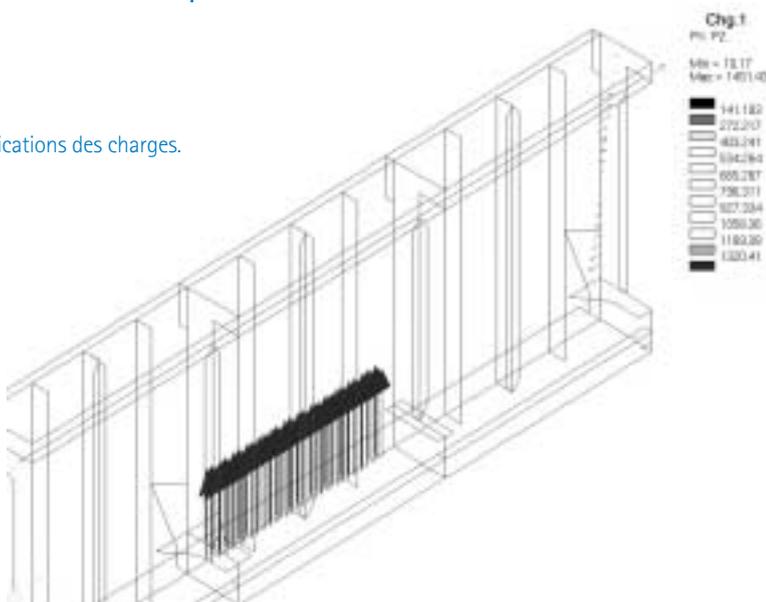
■ Les contraintes du site

La situation de l'ouvrage et son caractère exceptionnel, notamment la portée et la hauteur des piles, ont conduit le maître d'œuvre à s'assurer de la stabilité aérodynamique de l'ouvrage et de sa résistance aux vents turbulents.

La vitesse moyenne et sa direction ont d'abord été mesurées sur le site par un anémomètre-girouette, à 17 m de hauteur, au lieu-dit la Rouvayrette. Ce site est localisé à environ 600 m au nord du village de Verrières. La vitesse moyenne est enregistrée sur 3 périodes consécutives de 10 minutes, toutes les heures. Ceci a été fait sur environ 7 mois. Ces mesures in situ, couplées avec un calcul numérique (logiciel WASP), ont permis de déterminer la vitesse du vent au niveau du tablier par transfert de la vitesse du vent mesurée à la station Météo-France de Millau-Soulobres. De plus, des mesures complémentaires à l'aide du SODAR ont permis de caractériser la turbulence du vent au niveau du tablier.

Les vents forts de la région de Millau correspondent à des "tempêtes" de Sud-Est et plus rarement de Nord-Ouest. Ces directions corres-

► Applications des charges.



pondent sensiblement à l'axe de la vallée que franchit le viaduc. En conséquence, il a fallu déterminer les caractéristiques du vent dans cette direction ainsi que celles du vent soufflant suivant la direction moyenne perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage. Il s'agissait d'évaluer la vitesse de référence (U), les indices de turbulence (I_u , I_v et I_w) et les écarts-types (σ_u , σ_v et σ_w). Ces informations, établies par le CSTB, étaient fournies dans le DCE.

Pour la suite des calculs, la vitesse du vent en service a été calculée avec une période de retour de 50 ans, tandis qu'en phase de construction, la période de retour est de 10 ans.

Il a donc fallu vérifier la résistance de l'ouvrage, en construction et en service, vis-à-vis des sollicitations du vent.

■ Vérification de la stabilité

La première étape a consisté à connaître les caractéristiques aérodynamiques du caisson. Dès la phase de projet, le maître d'œuvre a demandé au CSTB de mesurer ces caractéristiques dans la configuration en construction. Des études complémentaires ont été menées par le CSTB, à la demande de l'entreprise, sur le profil de l'ouvrage en service.

Ce dernier essai a mis en évidence une pente négative de la courbe de portance pour les angles d'incidence supérieurs à 6 degrés, ce qui a conduit à estimer aux environs de 32 m/s la vitesse critique du vent vis-à-vis du galop de flexion, dans le cas où l'incidence moyenne du vent serait de 8 à 10 degrés.

Cette dernière incertitude a conduit le maître d'ouvrage à commander une étude complémentaire de vent sur le site, suivant un procédé différent. Ainsi, Météo France a réalisé une simulation hydraulique sur maquette (à l'échelle 1/1000^e), incluant l'ouvrage et permettant de préciser l'angle d'incidence du vent et ses fluctuations par rapport au tablier. Cette approche se base sur la similitude rigoureuse obtenue par l'égalité, dans l'atmosphère et en simulation hydraulique, de nombres sans dimension tels que le nombre de Reynolds, le nombre de Froude ou le nombre de Rossby. Dans la veine, les composantes U et W du vent sont mesurées par anémométrie laser. L'incidence du vent dans un plan quelconque est quant à elle mesurée par tomographie laser, en filmant le déplacement de micro-particules dans l'eau.

Les premiers calculs de l'entreprise (SERF, logiciel TORNADO) et les contre-calculs du maître d'œuvre (SETRA, logiciel PCP) ont permis de montrer que l'ouvrage, le tablier et ses piles, était stable en service.

Nous ne détaillerons pas ici les méthodes de calcul sous le vent turbulent, ceci ayant déjà fait l'objet de publications.

Concernant les phases de construction, les piles et le tablier ont été traités à part.

La justification du tablier en phase de construction a fait l'objet de nombreuses études. Il n'était pas possible, compte tenu de l'ampleur des calculs, d'étudier toutes les phases de lancement. Seules les phases jugées critiques ont été prises en compte. En fait seules les phases d'arrêt prolongé ont été étudiées. Il a été estimé que le lancement devait se faire sous couverture météorologique, avec un vent inférieur à 20 m/s, cette vitesse étant réduite à 12,5 m/s pour les phases les plus délicates (grandes consoles).

Les phases d'arrêt étaient stables sauf celle qui correspondait à l'avant du tablier en appui sur P3 (après franchissement de la grande travée de 144 mètres) ; dans ce cas il était constaté un amortissement quasi nul. Pour pallier ce phénomène, il était prévu un amortisseur adapté. Toutefois, la phase se déroulant en été, il a été possible de faire définir par le CSTB les caractéristiques décennales du vent durant cette période. Il a été constaté que statistiquement le vent est plus modéré en été et la prise en compte de ses caractéristiques a permis de s'affranchir de l'amortisseur.

En cours de lancement aucun problème n'est survenu en raison du vent.

6. La construction de l'ouvrage

A ce jour, la charpente métallique est achevée et en place sur les appuis. Les dalles préfabriquées sont en cours de pose, et les premiers plots de la zone centrale ont été bétonnés. Dans un prochain article, les méthodes de construction seront présentées, ainsi que les dispositions retenues pour assurer le suivi des travaux.

**Emmanuel BOUCHON, Georges GILLET,
Bernard BOUVY, Daniel LE FAUCHEUR,
Jean-Yves SABLON ■**

Emmanuel BOUCHON

SETRA CTOA
Chef de la DGO
Tel : 01 46 11 32 80

Georges GILLET

Chef de l'AIOA - A75
Tel : 05 65 61 52 00

Bernard BOUVY

AIOA - A75
Tel : 05 65 61 52 00

Daniel LE FAUCHEUR

SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 77

Jean-Yves SABLON

D.D.E. de Seine et Marne
Chef de la Subdivision E.T.N.O.A.2
Tel : 01 60 94 09 35

A 63 – Mise aux normes autoroutières de la RN10

Construction et rotation de 16 PS sur voies circulées

Le contexte

Le service spécial de l'autoroute A63 de la DDE des Landes réalise la mise aux normes autoroutières de la RN10 (future A63), en prolongement des autoroutes existantes en Gironde, au nord, et dans les Pyrénées Atlantiques, au sud. Cette mise aux normes nécessite la suppression des carrefours à niveau, extrêmement dangereux, qui ont été remplacés par 16 ouvrages en passage supérieur.

Une des contraintes majeures de ce projet est liée au fort trafic et à l'impossibilité d'interrompre ou de dévier la circulation pendant les travaux.

Les études de projet ont été réalisées par SOGELERG, la DOA du CETE du Sud-Ouest assurant pour cette phase une mission d'assistance au maître d'œuvre. L'assistance au jugement des offres ainsi que le contrôle des études d'exécution ont entièrement été confiés à la DOA.

Les seize ouvrages

La construction d'un nombre significatif d'ouvrages militait en faveur d'une standardisation de la géométrie (tabliers, piles, aspect esthétique). Les ouvrages ont été regroupés en 2 types de tabliers en fonction du type de la voie portée (largeur de 7,5 m pour les voies communales et de 9 m pour les voies départementales). Toutes les autres dimensions des ouvrages sont identiques. Il s'agit de dalles précontraintes à 2 travées de 24,40 m de portée et de 1,05 m d'épaisseur. La pile est implantée dans le TPC et les culées sont noyées dans les remblais d'accès.

La solution de base

Pour conserver le principe de réalisation à base de coffrages supportés par des échafaudages ou cintres sans engager le gabarit de circulation pendant les travaux, la solution de base prévoyait la construction en sur-gabarit. Cette technique con-

siste à réaliser les ouvrages à une cote supérieure à leur cote définitive, pour permettre de dégager la hauteur nécessaire aux poutres métalliques supportant le poids du tablier au bétonnage, puis à redescendre les tabliers lorsque le béton est résistant, après évacuation du cintre.

Cette technique, relativement classique, s'est révélée économique pour l'un des trois marchés d'ouvrages (lot nord comprenant 5 ouvrages).

La variante tournée

L'entreprise Razel a proposé une solution originale consistant à construire les tabliers parallèlement à l'autoroute dans le terre-plein central, qui est suffisamment large dans cette section (11 m entre glissières), puis à le tourner de 90° en le faisant pivoter autour de la pile centrale. Pendant la construction et la rotation les voies rapides sont neutralisées et utilisées par le chantier pour l'approvisionnement et l'implantation de la béquille de rotation. Cette technique a été utilisée pour les 11 ouvrages réalisés par l'entreprise Razel.

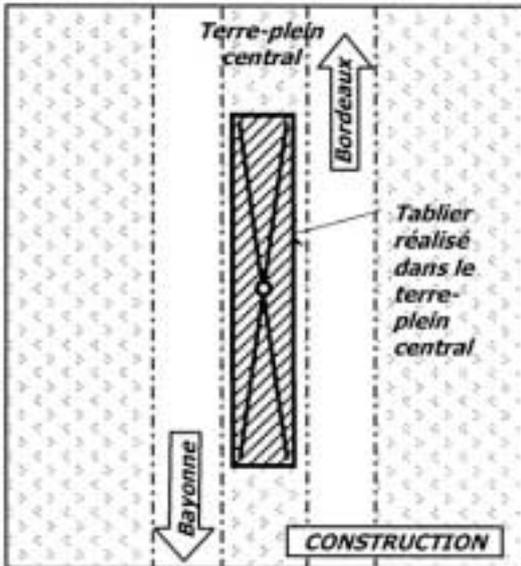


Le phasage de construction est le suivant :

■ Réalisation du tablier

Le tablier est réalisé sur des échafaudages reposant directement sur le sol du terre-plein central parallèlement à l'autoroute. Les opérations de coffrage, ferrailage, bétonnage et précontrainte sont tout à fait classiques.

Lors du décoffrage qui coïncide avec la mise en précontrainte, environ 50 % du poids du tablier



passé dans la pile centrale et 25 % dans chaque appui d'extrémité, pour un poids total de 960 tonnes pour le tablier le plus lourd. Le tablier repose sur la pile et des palées provisoires en ses extrémités.

■ Mise en oeuvre du système de rotation

Le système comprend un mât tubulaire métallique de 11,40 m de hauteur et de 0,71 m de diamètre. Chacun des 4 haubans est constitué de 3 barres $\varnothing 72$ en acier (fprg égal à 610MPa). En tête, la fixation sur le mât est assurée par des chapes, autorisant la rotation dans le plan vertical. En pied, un ancrage à base d'écrou et de plaque est assuré en intrados du tablier. Pour des critères économiques, ce type de hauban, constitué de barres, a été préféré à des câbles, du fait



◀ Détail de la tête. Accrochage des barres et haut du tube.

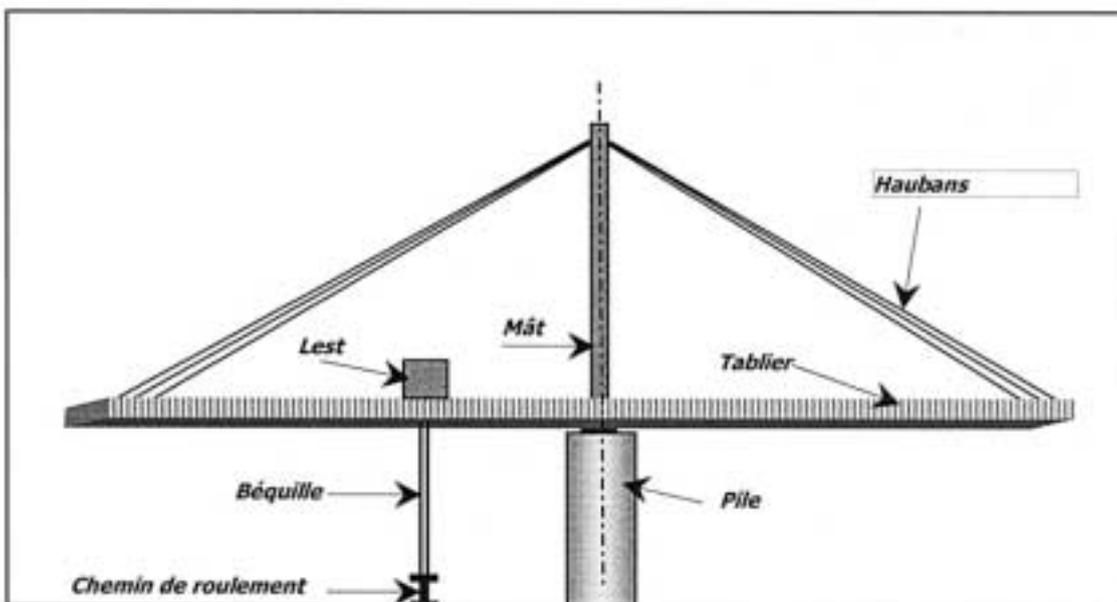


◀ Détail du pied. Patins de montage et vérin de mise en tension.

de la complexité des éléments d'extrémités et de problèmes liés aux 11 réemplois.

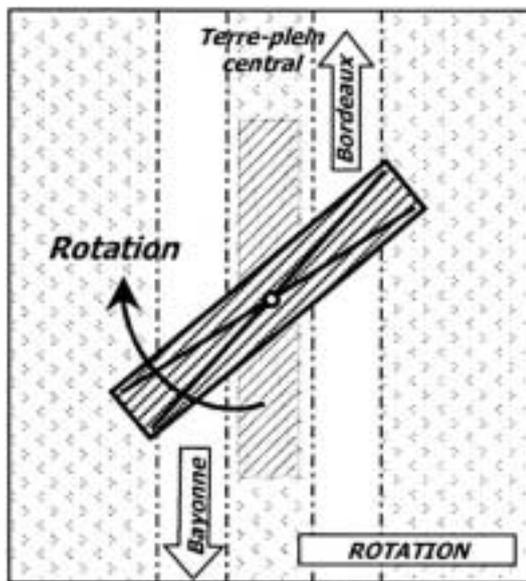
La mise en tension des haubans est effectuée grâce à des vérins gonflés en pied de mât, jusqu'à compenser les réactions d'extrémité et les transférer sur la pile centrale.

Cette situation d'équilibre est instable, comme le fléau d'une balance. Une béquille est donc installée à 8,00 m à l'arrière de la pile centrale. Un lest de 16 t placé sur le tablier, au droit de cette béquille, garantit un déséquilibre contrôlé vers la béquille et un équilibre stable sur trois appuis (pile et appui dédoublé de la béquille).



■ Rotation

L'appui de rotation est constitué d'un axe métallique et d'un appui glissant. Un chemin de roulement circulaire est installé pour guider le cheminement de la béquille pendant cette opération. Un effort de 2 t exercé sur le pied de la béquille permet de transmettre l'effort moteur de rotation.



En fin de rotation, qui dure 45 minutes environ, le tablier se trouve en place, perpendiculairement à l'autoroute, dans sa position définitive.

Mise au point du système de rotation

La stabilité de la structure pendant la rotation, et par conséquent la sécurité des usagers, repose sur le système de haubanage et la béquille. A la demande de la DOA, la rupture accidentelle d'une barre d'un hauban a été prise en compte, ce qui a conduit à ajouter une barre par hauban. Pour établir les efforts admissibles dans les barres et en l'absence de référence réglementaire adaptée compte tenu de l'utilisation de ces dernières (plus proche du câble que de la barre courte gainée), il a été fait référence au fascicule 61 titre V relative aux câbles à fils parallèles soit 0,60 frpg aux ELU fondamentaux. Pour l'étude à la rupture la limite a été fixée à fpeg. Compte tenu de la précontrainte dans le tablier le dimensionnement en service est conduit aux ELS. Les limites retenues sont donc :

- Service (ELS) $0,6\text{frpg}/1,35 = 0,45 * \text{fprg}$ soit 107 t
- Rupture d'une barre (ELU Accidentel) fpeg 182 t

Par ailleurs, pour pouvoir décoller des appuis de rive, il faut avoir égalité des réactions sur ces appuis. En effet, supposons que l'on descende instantanément les deux appuis de rive, le fléau va basculer du côté le plus lourd. Il est donc nécessaire d'équilibrer le poids des 2 côtés pour pouvoir décoller simultanément des appuis. La tension dans les haubans sera fonction du poids du demi-fléau le plus lourd. Pour le dimensionnement des haubans et par analogie avec un fléau de pont construit par encorbellements successifs le « poids du côté le plus lourd » sera obtenu en cumulant sur ce côté :

- un poids majoré de +3 %
- un vent descendant ($W = 20 \text{ kg/m}^2$)

Il est également pris en compte un gradient thermique de 2° « piégé » dans la structure avant mise en tension des barres. Le gradient thermique « alourdit » le tablier sur culée et augmente donc la tension nécessaire pour décoller ce dernier de ses appuis de rive. Afin d'avoir l'assurance d'un gradient inférieur à 2°, les mises en tension en saison chaude ont été réalisées le matin.

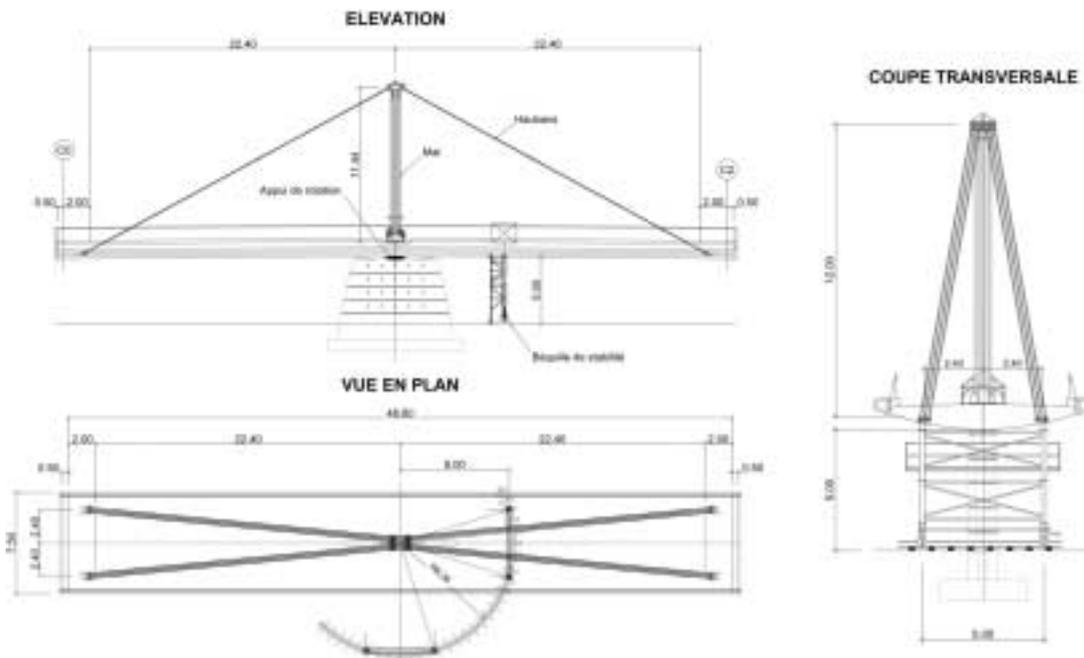
L'effort dans les barres est calculé aux Etats Limites de Service selon cette combinaison et l'on obtient pour les tabliers de 9 m un effort de 92 t (limite 107 t).

La rupture a été étudiée sous la forme d'une combinaison accidentelle où l'action accidentelle a été prise égale à l'opposé de l'effort enveloppe ELS de la barre et appliquée aux extrémités de la barre rompue, tenant ainsi compte d'un effet dynamique de 2. Les calculs ont montré :

- que l'effort de la barre rompue se transmettait aux 2 barres voisines sans que leur tension ne dépasse 0,75 Frg,
- que la rupture était dimensionnante pour la tête et le pied du mât,
- que la rupture était sans effet notable sur le tablier.

La procédure de mise en tension réalisée est la suivante :

- tension jusqu'au décollement d'un côté.
 - mise en place de contrepoids du côté décollé jusqu'à la repose sur appuis.
 - poursuite de la mise en tension jusqu'à un nouveau décollement.
 - l'opération est réitérée tant que la mise en place d'un contrepoids élémentaire (1,5 t) ne bascule pas le fléau.

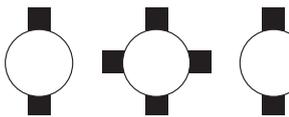


Suivi de la rotation

■ Instrumentation

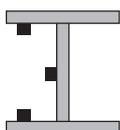
Afin de s'assurer que les sollicitations dans les barres et la béquille ne dépassaient pas, pendant la mise en tension et la rotation, les valeurs dimensionnantes, ces éléments ont fait l'objet d'un suivi métrologique réalisé par le laboratoire de Bordeaux. Ce suivi comprend :

- la mesure de la traction et des flexions concomitantes dans les barres coté tablier, à 1 m au dessus de l'intrados. Les barres sont articulées selon l'axe horizontal en tête et ancrés sous le tablier (plaque d'ancrage et boulon). Toutes les barres sont équipées, à 50 cm environ au dessus du tablier, de 2 jauges pour les barres latérales et 4 pour la barre centrale conformément au schéma ci-dessous.



Identique pour les 3 autres haubans.

- La mesure de la compression dans les montants de la béquille, ainsi que les flexions d'axes horizontal et vertical générées par l'effort de traction appliqué à la base du montant avant et par les frottements longitudinaux et transversaux du dispositif de guidage de la béquille sur le rail. Ces efforts sont tirés de 3 jauges par montant implantées conformément au schéma ci-dessous.



- 3 jauges
- 3 équations
- 3 inconnues (N_x , M_y , M_z)

La béquille a été dimensionnée avec un lest de 24 t, un effort de traction de 10 % du poids (lest + béquille), et un frottement transversal de 5 %. La limite retenue est $\sigma_e/2 = 120$ MPa. La contrainte est volontairement réduite afin de tenir compte des aléas d'exécution (frottements plus importants, non planéité du rail avec la sous face du tablier).

- La mesure de l'effort de traction à l'aide d'un peson sur le câble de traction. Les mesures démarrent avec la mise en place des barres et s'achèvent en fin de rotation. Elles ont permis de vérifier que les sollicitations dans le système de rotation restaient en deçà des valeurs admissibles et que la sécurité des usagers était assurée. En cas de problème grave (rupture barre, problème dans la béquille), une procédure d'urgence était prévue avec coupure de la RN10 et déviation par Mont-de-Marsan, seul itinéraire de déviation possible !

■ Résultats, utilisation et exploitation des mesures

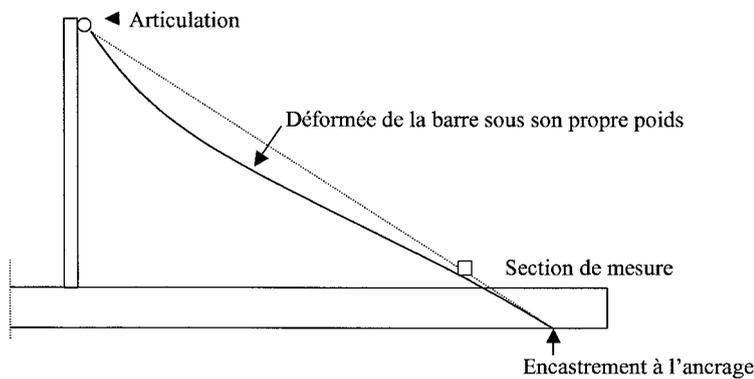
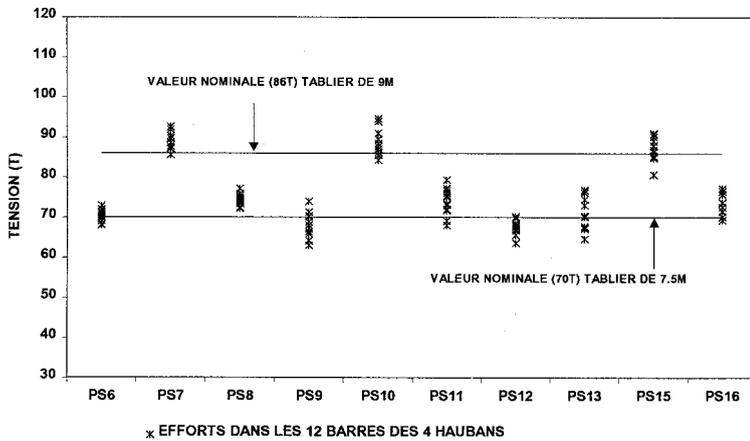
Barres des haubans

Les valeurs mesurées et leur évolution sont conformes aux prévisions :

- la tension moyenne dans les barres est légèrement supérieure à la valeur nominale (G sans majoration ni W et ni $\Delta\theta$) comme l'indique le graphique 1.
- l'évolution des contraintes en bas des barres est conforme aux prévisions comme l'indique le graphique 2.

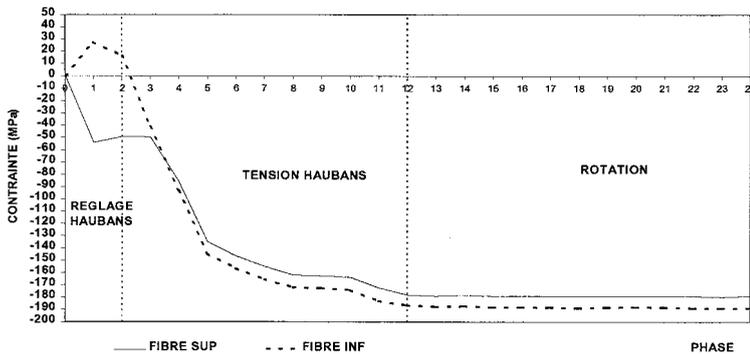
Graphique 1

EFFORT DANS LES BARRES DES HAUBANS APRES MISE EN TENSION



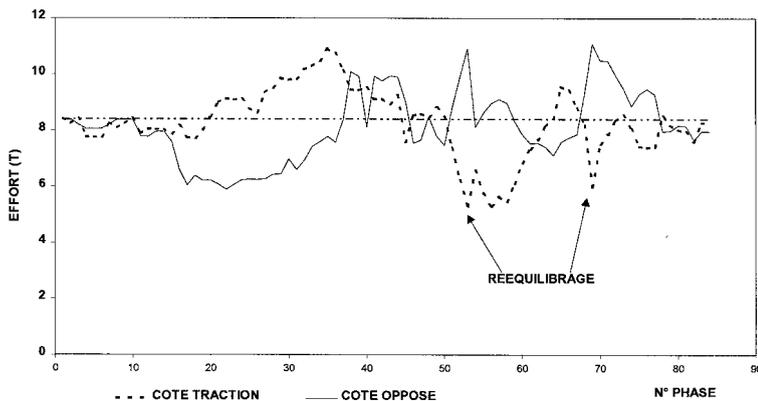
Graphique 2

PS11 EVOLUTION CONTRAINTES DANS LA BARRE A du HAUBAN 1



Graphique 3

EFFORT NORMAL DANS LES MONTANTS DE LA BEQUILLE PENDANT LA ROTATION du PS7



L'ancrage en dessous du tablier crée un encastrement de la barre soumis à son propre poids. Il en résulte au voisinage de l'ancrage où se situent les sections de mesure, un moment négatif tendant la fibre supérieure et comprimant la fibre inférieure (phase n° 1). La tension de la barre, par effet de chaînette rééquilibre les contraintes. L'état de contrainte dans les barres reste parfaitement constant pendant la rotation.

Béquille

Les mesures des contraintes dans les montants des béquilles se sont avérées les plus utiles pendant la rotation. En effet, malgré le soin apporté à la planéité du chemin de roulement (HEB 260), des dénivellations d'appui entre les deux montants de la béquille sont apparues au cours des rotations. Le suivi en temps réel a permis de compenser le différentiel d'effort normal entre les deux montants. La compensation était effectuée, à l'aide des vérins de pied de béquille, lorsque la répartition entre les deux montants sortait de la fourchette (1/3,2/3). A titre d'exemple ci-contre, 2 compensations ont été nécessaires pour le PS7 (graphique 3).

Conclusion

La spécificité de la RN10, TPC de grande largeur, a permis de réaliser une série d'ouvrages identiques au-dessus d'un axe circulé par une autre solution que le vérinage. Le suivi réalisé pendant les rotations a permis de s'assurer de la fiabilité de la méthode.

JM. DOURTHE, P. BARRAS ■

■ **Intervenants**

- Maître d'Ouvrage : Etat
- Maître d'oeuvre : DDE des Landes-Service spécial Autoroute A63 (Mr Aubaterre)
- Contrôle extérieur et suivi des travaux : CETE Sud-Ouest DOA et LR de Bordeaux
- Etudes d'exécution : Razel T. M
- Travaux : Groupement Razel-Ducler-Rogard

J.M. DOURTHE
L.R. de Bordeaux
Tel : 05 56 70 66 33

Pierre BARRAS
CETE du Sud-Ouest - DOA
Tel : 05 56 70 64 93

Second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg

Des piles et fondations profondes dans le fleuve pour résister aux séismes et aux chocs de bateaux

1. Introduction

La "première pierre" du nouveau franchissement routier du Rhin au sud de Strasbourg a été posée le 11 février 2000 en présence des représentants des maîtres d'ouvrage français et allemand, des cofinanciers associés au projet et de nombreuses personnalités.

Cet acte symbolique, salué par la presse et les médias, a marqué le début officiel des travaux d'un projet attendu depuis plusieurs décennies.

Les lecteurs du bulletin *Ouvrages d'Art* connaissent bien ce projet à travers différents articles relatifs à la conception et aux études publiés dans les n° 32 (juillet 1999), 34 (mai 2000) et 37 (avril 2001). L'article qui suit présente le chantier des fondations profondes et appuis dans le fleuve.

Alain DEMARE ■

■ Rappel des caractéristiques essentielles du projet

Le franchissement du Rhin entre Eschau et Altenheim comporte trois ouvrages distincts :

- le pont principal enjambant le fleuve. Cet ouvrage à trois travées de 460 m de longueur totale comprend une travée centrale de 205 m au-dessus du chenal navigable et deux appuis dans le fleuve. Son tablier à poutre-caisson en béton hautes performances B65 est construit par encorbellements successifs ;
- le viaduc d'accès côté France, comprenant quatre travées pour une longueur totale de 217 m. Son tablier, constitué d'une poutre-caisson, est préfabriqué sur le remblai d'accès et mis en place par poussage ;
- le viaduc d'accès côté Allemagne comprenant six travées pour une longueur totale de 290 m. Son tablier, également à poutre-caisson, est construit en place sur cintre.

En application du traité conclu entre les deux Etats, les ouvrages sont respectivement construits sous maîtrise d'ouvrage et maîtrise

d'oeuvre françaises pour les deux premiers cités, allemandes pour le dernier.

Les marchés de travaux ont été respectivement attribués au groupement d'entreprises Bilfinger + Berger et Max Früh pour les deux premiers, à l'entreprise Weyss Et Freytag pour le dernier.

■ Etat d'avancement des travaux

La durée totale du chantier y compris périodes de préparation est de 3 ans.

Les travaux du viaduc français et du pont principal ont débuté au printemps 2000. La totalité des fondations et appuis ont été réalisés au cours de l'année 2000.

La construction du tablier du viaduc français a débuté en octobre 2000 pour s'achever en avril 2001.

La construction du tablier du pont principal et celle du viaduc d'accès allemand, qui ont débuté à la fin de l'année 2000, devraient être entièrement réalisées (hors équipements) au début de l'année 2002. Les équipements et finitions seront réalisés au début de l'année 2002.

2. Description succincte des piles dans le fleuve et de leurs fondations

Les piles dans le fleuve sont soumises à des actions importantes. Elles doivent en premier lieu reprendre les descentes de charges – soit environ 11 000 tonnes – en provenance du tablier en béton.

Elles sont soumises aux chocs accidentels des bateaux. La valeur de l'effort statique équivalent, appliqué horizontalement au niveau des plus hautes eaux, a été arrêtée à 2000 tonnes en concertation avec les services de navigation français et allemand. Cette valeur correspond à un convoi poussé de 12 000 t, constitué de barges assemblées de 185 m de longueur totale, évoluant à 20 km/h.

Elles doivent également résister aux séismes susceptibles de survenir dans le fossé rhénan, la valeur nominale de l'accélération prise en compte est égale à 0,25 g.

Par ailleurs, ces piles doivent minimiser les impacts vis-à-vis des écoulements hydrauliques. Enfin le sol constitué de sables et graviers du Rhin sur plus de 100 m d'épaisseur, fortement décomprimés sous le lit du fleuve, n'offre pas des caractéristiques favorables à des fondations superficielles.

Aussi, a-t-il été retenu des semelles perchées, de forme trapézoïdale reposant sur 10 pieux Ø 1,80 m ancrés dans les graves du Rhin à 46 m de profondeur. L'encombrement en plan des semelles est de 26 m x 11,60 m et leur épaisseur à 5 m. Ces semelles disposées parallèlement aux lignes de courant sont surmontées de fûts disposés suivant le biais de l'ouvrage (60°).

3. Les travaux

Le dossier de consultation permettait aux concurrents de choisir librement les méthodes de construction des ouvrages.

Le groupement d'entreprises Bilfinger Berger et Max Früh a choisi de construire les appuis dans le fleuve à l'abri de caissons en béton armé. Cette solution a été préférée à des batardeaux traditionnels réalisés à l'aide de palplanches compte tenu des hauts fonds rencontrés (jusqu'à 13 m d'eau) et de la perméabilité élevée des graves

rhénanes susceptibles d'occasionner des difficultés d'assèchement.

■ Préfabrication des caissons

Les caissons en béton armé qui épousent exactement le contour des semelles (26x11,6x4m) sont préfabriqués au chantier de réparation navale de Kehl. Ils sont réalisés en deux phases sur un "sli-ppway" (chariot mobile se déplaçant sur des rails dans un plan incliné) qui met habituellement à l'eau des bateaux.

On coule d'abord le radier. Celui-ci est muni de réservations Ø 1,80 m pour permettre la mise en place ultérieure des chemises métalliques sur chantier. Des inserts métalliques annulaires noyés dans le béton, comportant une gorge pour loger un joint d'étanchéité de type pneumatique, permettront de liaisonner ultérieurement par soudage le caisson aux chemises des pieux.

Les voiles de 35 cm d'épaisseur sont ensuite coulés suivant des méthodes traditionnelles. Des aciers en attente sur toute la périphérie autoriseront ultérieurement une connexion efficace avec le béton de masse de la semelle.

La mise à l'eau, après obturation des réservations des pieux à l'aide de couvercles et butonnage des voiles, s'effectue sans difficulté à l'aide des treuils du plan incliné.

►► Préfabrication d'un caisson au chantier naval du port de Kehl (D). Noter les treuils du plan incliné permettant la mise à l'eau du caisson.



►► Mise à l'eau du caisson au port de Kehl (D).



■ Transport et mise en place des caissons

Après installation d'un cadre métallique de rigidification constitué de HEB 1000 disposés sur les voiles et brêlés par barres Diwidag, chaque caisson d'un poids d'environ 500 tonnes est pris en charge par le pousseur hollandais "Vredeburg" de 900 CV et acheminé jusqu'au site du chantier distant d'une quinzaine de kilomètres. Ces convois flottants exceptionnels franchissent l'écluse de Strasbourg et remontent le Rhin à faible allure (environ 3 km/h).

A son emplacement définitif, chaque caisson est provisoirement arrimé à des ducs d'albe.



Quatre pieux provisoires Ø 700 mm sont alors vibrofoncés aux angles extérieurs du caisson. Un système de bagues coulissantes sur les pieux provisoires et sur le cadre métallique autorise un réglage en trois dimensions du caisson. Il ne reste plus qu'à immobiliser le caisson (par différentes opérations de soudage), à mettre le caisson en eau et à retirer les couvercles du radier en ayant recours à des plongeurs. Le vibrofonçage des chemises métalliques des pieux peut alors débuter.

■ Vibrofonçage des chemises

Les chemises métalliques de 1,80 mètre de diamètre, d'une longueur voisine de 17 m et de 2 cm d'épaisseur, soit un poids total d'environ 20 tonnes, remplissent plusieurs fonctions :

- elles protègent le béton des pieux contre l'abrasion du courant sur la hauteur d'affouillement lors des crues ;
- elles servent de coffrage perdu des pieux sur leur hauteur libre ;
- enfin, elles participent partiellement à la reprise des efforts de flexion des pieux dans la zone la plus sollicitée, en complément aux aciers passifs.



▲ Mise en place d'une chemise métallique.

◀◀ Transport d'un caisson par flottaison sur le Rhin à l'aide du pousseur Vredeburg.

◀ Fonçage d'une chemise métallique Ø1,80 m à l'aide du vibreur Muller MS120.

◀ Le caisson asséché, connecté aux chemises métalliques des pieux. Noter le cadre métallique et les pieux de maintien provisoire.

►► Forage d'un pieu dans le fleuve : forage au grappin Ø1,80 m.

►► Forage d'un pieu dans le fleuve : forage au trépan Ø1,80 m.

Chaque chemise est introduite dans les réservations. Le guidage nécessaire pour assurer leur parfaite verticalité est assuré à deux niveaux par les inserts annulaires du radier cités précédemment d'une part, et par un système de poutraison métallique secondaire situé en partie supérieure du caisson d'autre part.

Le vibrofonçage est réalisé à l'aide d'un vibrofonçeur de très forte capacité Muller MS 120 mû par une grue à câbles Lieber HS 883 HD disposée sur un ponton flottant de 20 x 50 m muni de béquilles de stabilisation.

Côté France, les anciens épis du Rhin protégeant la berge, rencontrés sur 5 m d'épaisseur et constitués de blocs d'enrochements en grès et granit sont traversés suivant cette méthode sans endommagement des chemises ni aléas notoires. Lorsque l'ensemble des chemises est en place et après gonflement des joints d'étanchéité et épuisement des caissons, ces derniers sont solidarisés aux chemises métalliques par soudage des inserts métalliques annulaires. Le cadre métallique et les pieux provisoires sont retirés ; le forage des pieux peut alors débiter.

■ Forage des pieux

Le forage fait appel à deux méthodes complémentaires :

- forage au grappin sur la hauteur des chemises métalliques ;
- forage sous bentonite à "l'air lift" à l'aide d'un trépan rotatif en dessous des chemises.

Le premier procédé n'appelle pas de remarques particulières.

Le grappin à mâchoires hémisphériques utilisé vient à bout de tous les obstacles rencontrés, y compris les blocs d'enrochements, grâce à un



système de moufflage intégré au corps du grappin.

Le second procédé similaire à celui déjà utilisé par la même entreprise dix ans plus tôt pour le pont de Normandie permet de respecter les tolérances de verticalité des pieux prévues au marché.

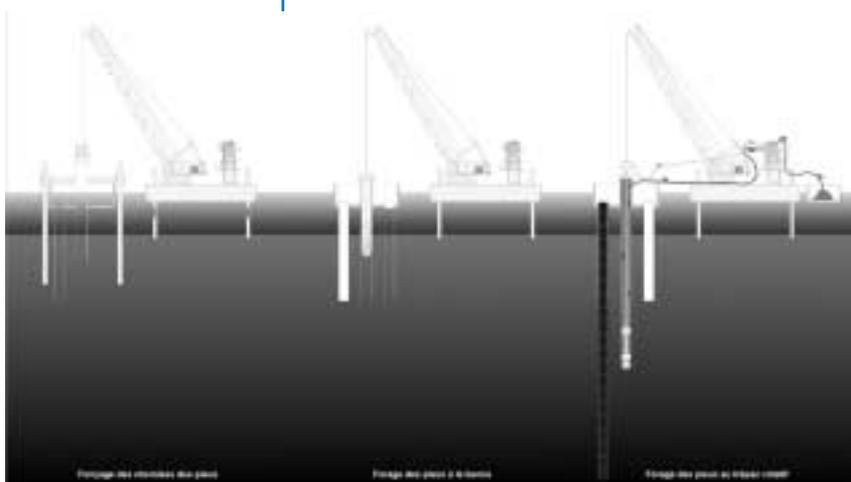
La déviation maximale autorisée est en effet fixée à plus ou moins 10 cm à la base des pieux afin d'éviter les effets de groupe compte tenu du nombre de pieux (10 par appui), de leur entraxe (environ 4,00 m) et de leur grande profondeur (environ 46 m).

L'outil d'un poids très élevé – environ 20 tonnes – est muni de dispositifs centrateurs qui sont dans un premier temps guidés avec une grande précision par les chemises métalliques.

Deux têtes de forage furent utilisées sur le chantier. D'abord un trépan à molettes, celui-ci fut rapidement abandonné en raison de son faible rendement et avantageusement remplacé par un trépan tri-pales muni de griffes mieux adaptées aux graviers du Rhin.

L'outil est entraîné en rotation depuis la surface par un moteur hydraulique et le train de tiges est allongé en tant que de besoin au fur et à mesure de la descente de la tête de forage.

▼ Réalisation des fondations dans le fleuve.



Le maintien des parois du forage durant l'excavation est assuré par une boue bentonitique dont la fluidité est adaptée à la perméabilité des graves traversées et dont le niveau est constamment surveillé afin d'éviter des pertes subites de boue.

Afin de se prémunir contre les risques d'éboulement des parois du forage liés aux sous pressions



hydrostatiques de la nappe, une surcharge de bentonite est en permanence appliquée grâce à un tube-allonge d'environ 5 m de hauteur coiffant les chemises métalliques définitives Ø 1,80 m.

L'évacuation des cuttings s'effectue par le tube central de 300 mm de diamètre grâce à l'injection d'air comprimé sous forme de fines bulles à la base du train de tiges. Le mélange sables plus graviers plus bentonite plus air comprimé, d'une densité inférieure à celle de la bentonite, est ainsi animé d'un mouvement ascendant à l'intérieur du tube central.

Les déblais de forage sont ensuite séparés de la bentonite dans une unité de recyclage installée sur le ponton flottant. Les sables et graviers sont déversés dans une barge auxiliaire et la bentonite régénérée retourne au forage grâce à un circuit fermé.

L'atelier est complété par une barge-réservoir de bentonite de 200 m³ afin de prévenir les conséquences d'éventuelles pertes soudaines de boue en cours de forage.

Le pousseur-remorqueur hollandais "Flumar" permet de déplacer les différents engins de l'atelier flottant au gré des phases de travaux.

La granulométrie des graves du Rhin, fortement variable, n'a pas soulevé de difficultés majeures durant le forage si ce n'est quelques colmatages des tamis de l'unité de recyclage lors de la traversée de couches plus argileuses, coincements de gros galets lors de leur remontée par le train de tiges ou pertes (modérées) de bentonite lors de la traversée d'horizons plus perméables.

◀◀ Vue des outils de forage : trépan à molettes. Remarquer les dispositifs de centrage de l'outil en partie inférieure et supérieure du corps.

◀◀ Vue des outils de forage : trépan tri-pales.

▼ Vue aérienne de l'atelier de fondations dans le fleuve



■ Mise en place des armatures et bétonnage

Après avoir procédé au curage du fond de pieu par renouvellement de la bentonite jusqu'à élimination complète de fines, les cages d'armatures sont mises en place. Compte tenu de leur poids – 20 tonnes – et de leur longueur – 50 mètres – celles-ci sont façonnées et livrées en quatre tronçons assemblés sur chantier par soudage.

La très forte densité d'acier a nécessité pour la section la plus sollicitée de placer les armatures sur deux lits constitués respectivement de 28 HA 40 et 28 HA 32 (rappelons que cette section d'acier est complétée par la section des chemises métalliques).

Chaque cage est équipée de 6 tubes de réservation pour permettre le contrôle du béton par auscultation sonique et le carottage des pointes.

Après renouvellement du curage, on procède au bétonnage par tube-plongeur maintenu en permanence dans la masse de béton frais. Le bétonnage est réalisé avec une surhauteur cor-

respondant à celle du tube-allonge coiffant les chemises métalliques de sorte à éliminer par purge le béton pollué.

Le béton utilisé, classé en environnement 5 a, est un B32 0/25 dosé à 400 kg de ciment CHF d'Ebange – CEM III/A PMES. Ce béton est retardé jusqu'à 6 heures en raison de l'importance du volume (120 m³ par pieux). Il est réceptionné sur chantier à l'aide de la table à secousses, mieux adaptée aux mesures de consistance des bétons fluides.

Les étalements étaient compris entre 45 et 55 cm. La réalisation d'un pieu s'effectue suivant un cycle réparti sur 3 jours :

- 1^{er} jour : forage ;
- 2^{ème} jour : mise en place et assemblage des cages d'armatures ;
- 3^{ème} jour : bétonnage.

Un système de passerelles métalliques disposé en partie supérieure du caisson et facilement modifiable au gré de l'exécution des pieux assure la sécurité du personnel.

■ Contrôles et injections des pieux

Des mesures de verticalité sont effectuées en cours de forage grâce à un inclinomètre descendu dans le train de tiges de l'outil.

Des auscultations soniques par transparence sont effectuées sur toute la hauteur des pieux et par tous les trajets possibles entre les 6 tubes de réservation afin de s'assurer de l'intégrité du béton.

Lorsque des anomalies de transmission de signaux sont mises en évidence, des mesures supplémentaires par gammamétrie sont effectuées afin de qualifier l'étendue des défauts présumés.

Enfin, des carottages du béton sont également réalisés lorsque les défauts présumés sont confirmés.

On procède à des carottages systématiques des pointes de pieux. Ces carottages sont nécessaires pour déboucher les fonds de tube avant réalisation des injections.

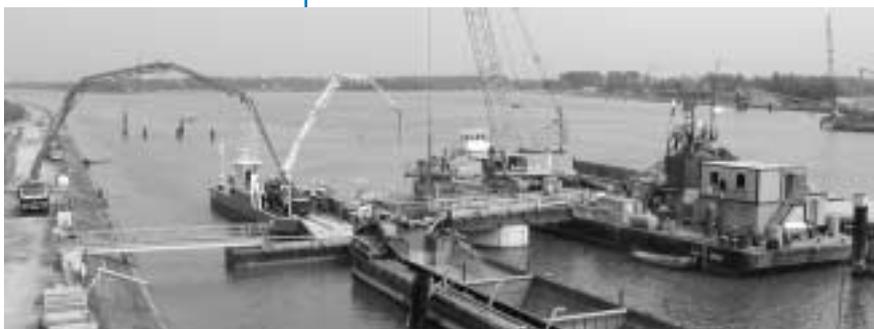
Les carottes prélevées renseignent utilement sur la qualité du béton en pointe et la nature du contact sol/pieu.

Compte tenu des descentes de charges très élevées (environ 15000 tonnes par pile), chaque pieu fait l'objet d'une injection systématique à partir de 3 tubes distincts à l'aide d'injecteurs à manchette descendus en fond de chaque tube. Au total, ce sont environ 4 m³ de coulis qui viennent cimenter le sol et former un bulbe sous chaque pieu.

► Mise en place d'une cage d'armatures d'un pieu de 1,80 m de diamètre.



▼ Bétonnage d'un pieu.



Ces injections d'imprégnation et de consolidation effectuées à une pression effective de 40 bars ont pour objet essentiel :

- de prévenir les conséquences d'éventuels desserrages du sol en place, susceptibles de survenir au cours de la réalisation du forage (les graves du Rhin, très sableuses, sont en effet très sensibles aux phénomènes d'aspiration des fines),
- et de garantir le terme de pointe calculé pris en compte dans les calculs (les calculs ont été conduits en considérant une pression limite nette de 6 MPa).

Enfin des essais pressiométriques sont réalisés sous les pieux (1 pieu sur 3 en moyenne) afin de s'assurer que les caractéristiques géotechniques des graves sont cohérentes avec celles qui ont été prises en compte pour la justification des pieux. Les pressions limites nettes mesurées après réalisation des pieux demeurent supérieures à 6 MPa, valeur prise en compte pour les calculs.

■ Semelles

Pour assurer la connexion entre la semelle et les chemises des pieux, participantes à la reprise des efforts de flexion des pieux, 28 aciers HA 40 d'une longueur unitaire de 3,00 m sont soudés verticalement sur chaque chemise.

Les semelles qui transmettent et répartissent les descentes de charge en provenance du fût sur les 10 pieux fonctionnent en console courte.

Il en résulte des sections d'acier très importantes à la base de la semelle pour reprendre les efforts de traction dus à l'inclinaison des bielles.

Le ferrailage comprend des poutres entourant les trois files de pieux. La poutre centrale ne comporte pas moins de 9 lits superposés de 14 HA40 dans le sens longitudinal. Le ratio d'acier avoisine ici 200 kg/m³.

Le béton utilisé, situé en classe d'environnement 2b2, est un B30 0/25 dosé à 400 kg de ciment CHF d'Ebange.

Compte tenu du volume de béton très important des semelles, supérieur à 1000 m³, celles-ci sont coulées à l'intérieur des caissons servant de coffrage perdu, en cinq phases successives d'environ un mètre d'épaisseur afin de limiter l'exothermie et les risques de réaction sulfatique. Phénomène récemment mis à jour et faisant encore l'objet de recherches, la réaction sulfatique du béton, non maîtrisée, est susceptible de provoquer des désordres similaires à ceux de l'alcali-réaction.



◀ Pile dans le fleuve : semelle en cours de ferrailage.



◀ Ferrailage d'une semelle.

On s'accorde aujourd'hui à reconnaître que les températures atteintes au cœur du béton, lors de la cure, lorsqu'elles dépassent environ 65 °C, constituent un facteur favorable au développement de la réaction.

Les essais adiabatiques, complétés par des mesures de montée en température sur des blocs-témoins instrumentés de 1 m³, ont en effet montré que la température maximale à cœur du béton pouvait atteindre 60 °C soit une élévation d'environ 35 °C lors de la phase d'hydratation du ciment.

Le ciment CHF étant particulièrement avide en eau lors de sa prise, la cure est soigneusement effectuée et maintenue suffisamment dans le temps pour limiter la fissuration de retrait ; des sondes thermocouples, reliées à une centrale d'acquisition de données, sont par ailleurs disposées afin de suivre les évolutions de température à cœur tout au long des différentes phases de bétonnage.

Dès achèvement de la semelle côté Allemagne, une grue à tour Peiner de type CCT 331 possédant une flèche de 70 m est montée pour assurer toutes les opérations de levage nécessaires. Cette grue est directement ancrée sur la semelle grâce à un plot d'appui spécial partiellement en console. Côté France, une grue de mêmes caractéristiques, fondée sur semelle superficielle, est installée sur la crête de digue.

■ Elévations

Les fûts sont de faible hauteur, environ 4 m. En partie supérieure, ils comportent un sommier d'appui de 20,00 m² destiné à recevoir les 12 appareils d'appui en caoutchouc fretté (0,90 x 1,00 m chacun) disposés sur une seule file, les butées sismiques disposées aux quatre angles et les niches de vérinage. Enfin, des fosses de visite facilitent l'accès au sommier et aux niches.

Ces fûts sont bétonnés en deux levées, une première levée d'environ 3 m de hauteur et représentant environ 200 m³, une seconde levée correspondant aux butées, niches et sommiers d'appui.

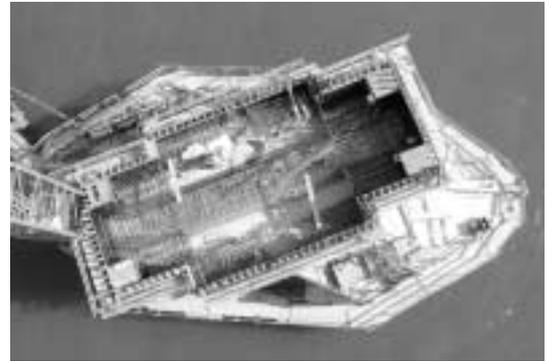
Afin de garantir une parfaite planéité du sommier d'appui (et donc du contact avec les appareils), les 10 derniers centimètres font l'objet d'une finition séparée à l'aide de gabarits soigneusement réglés.

G. TREFFOT ■

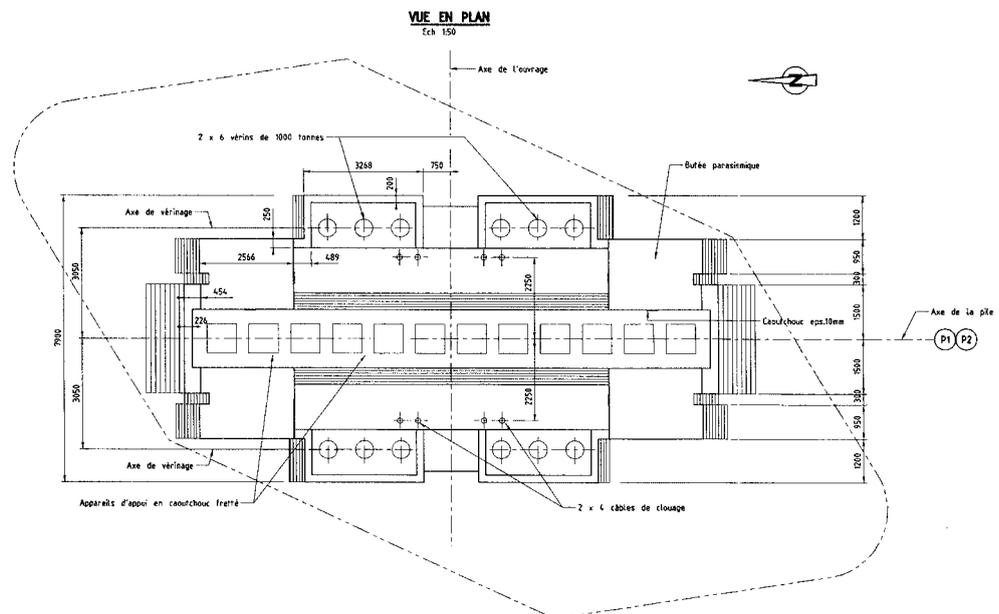
►► Réalisation d'un fût de pile.

► Pile dans le fleuve côté Allemagne : fût achevé. Noter la ligne de 12 appareils d'appuis 1,00 m x 0,90 m et les butées sismiques dans les 4 angles.

►► Pile dans le fleuve côté Allemagne.



► Vue en plan des têtes de piles.



Alain DEMARE
D.D.E. du Bas Rhin
Chef du Service des Grands Travaux
Tel : 03 90 40 27 90

Guy TREFFOT
D.D.E. du Bas Rhin
Chef de la Subdivision E.T.N.
"Pont sur le Rhin"
Tel : 03 90 40 27 90

Un prochain article, à paraître, présentera la construction des tabliers

Le présent texte est extrait d'un article plus complet intitulé "Le second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg : les travaux sont commencés" publié dans le numéro de mai 2001 (n° 775) de la revue Travaux.

Principaux intervenants

Maîtrise d'ouvrage :

- République Française – Ministère de l'Équipement – Direction des Routes
- République Fédérale d'Allemagne – Land de Bade-Wurtemberg – Ministère des Transports et de l'Environnement (viaduc d'accès côté Allemagne uniquement).

Représentant des maîtres d'ouvrages pour la construction du pont principal franco-allemand sur le Rhin :

D.D.E. du Bas-Rhin

Maîtrise d'œuvre :

D.D.E. du Bas-Rhin – Service des Grands Travaux

Assistance particulière à la maîtrise d'œuvre lors de la phase de réalisation des travaux :

Contrôle des études d'exécution des structures :

- SETRA (tablier du pont principal)
- SNCF/COREDIA (appuis et fondations)
- CETE de l'Est (tablier du viaduc d'accès)

Mises au point architecturales :

- Philippe FRALEU, architecte

Contrôle extérieur des travaux :

LRPC Strasbourg

Contrôles topographiques :

Cabinet Klopfenstein et Sonntag

Coordination sécurité et protection de la santé :

OTE

Titulaire des marchés de travaux (pont principal et viaduc d'accès français) :

Groupement d'entreprises Bilfinger + Berger et Max Früh

Principaux sous-traitants et fournisseurs :

<i>Etudes d'exécution</i>	Europe Etudes GECTI/SIMECSOL
<i>Travaux fluviaux</i>	OHF
<i>Palplanches rive droite</i>	Moebius
<i>Terrassements</i>	Kaiser
<i>Fondations</i>	Grund und Phalbau
<i>Injection des pieux</i>	Erkelenser
<i>Précontrainte</i>	Freyssinet
<i>Fabrication des bétons</i>	Fehr
<i>Fabrication des appareils d'appui</i>	FIP
<i>Armatures passives</i>	Ruhl (façonnage) ; Ünlütürk (pose)
<i>Travaux topographiques</i>	Kappis
<i>Contrôles externes béton</i>	SOLEN ; LEM
<i>Fourniture des palplanches</i>	Arbed

Equipements des ponts portant des pistes cyclables

1. Introduction

La prise en compte des cyclistes dans les aménagements de voirie est une préoccupation relativement récente : elle a fait l'objet d'une circulaire du ministre de l'Équipement à l'attention des services de l'État en novembre 1995. La loi sur l'air, publiée en décembre 1996, préconise le développement des modes de transports doux et impose, dans son article 20 (voir encart), la réalisation d'aménagements en faveur des cyclistes pour toute création et rénovation de voirie, dès lors qu'on se situe en milieu urbain.

"A compter du 1er janvier 1998, à l'occasion des réalisations ou des rénovations des voies urbaines, à l'exception des autoroutes et voies rapides, doivent être mis au point des itinéraires cyclables pourvus d'aménagements sous forme de pistes, marquages au sol ou couloirs indépendants, en fonction des besoins et contraintes de la circulation. L'aménagement de ces itinéraires cyclables doit tenir compte des orientations du plan de déplacements urbains lorsqu'il existe » (article 20 de la loi sur l'air et l'utilisation rationnelle de l'énergie)"

Plus récemment encore (en décembre 1998), le comité interministériel d'aménagement du territoire a adopté un schéma national des itinéraires cyclables d'intérêt national qui empruntera de préférence les chemins de halage et les voies ferrées désaffectées (voir carte du schéma national d'itinéraires cyclables en page 30).

Ce développement des aménagements en faveur des deux roues, essentiellement des cyclistes (mais aussi les "rollers" et autres adeptes de la trottinette), a conduit le CERTU à s'interroger sur les règles pour concevoir des aménagements adaptés à ces usagers. Il existe ainsi un certain nombre de documents publiés qui sont cités en bibliographie. D'autres sont en préparation pour accompagner la mise en œuvre du schéma national.

Les itinéraires des cyclistes empruntent parfois des ouvrages soit par des aménagements spécifiques, soit en commun avec d'autres usagers. Se pose alors la question de l'adaptation de certains équipements à ce type d'utilisateur. En effet leur vitesse de déplacement est plus élevée que celle des piétons et les espaces dédiés à chacun sont souvent étroits.

Le présent article se propose d'apporter des informations sur trois sujets souvent évoqués lors d'aménagements sur des routes ou itinéraires susceptibles d'accueillir de nombreux cyclistes : les garde-corps, les barrières de sécurité et les joints de chaussées.



2. Les garde-corps

Le principal problème pour les garde-corps est de fixer une hauteur compatible avec les usages et les risques réellement encourus.

Le guide "Recommandations pour les aménagements cyclables" diffusé par le CERTU fait état d'une hauteur des garde-corps de 1,4 m préconisée dans certains pays.

Les auteurs du présent article confirment que cette hauteur n'est qu'une simple information sur ce qui est recommandé dans certains pays. Elle ne constitue pas une prescription, ni même un conseil. La rédaction est d'ailleurs claire sur ce point.

Cependant, compte tenu des nombreux projets en cours, il est évident qu'il serait opportun d'avoir une position claire sur ce point. Après analyse, les auteurs estiment que le long d'une piste cyclable qui serait située au niveau du trottoir, la simple hauteur découlant de l'application de la norme XP

►► Exemple de partage de l'espace sur un pont : passage piéton à proximité du garde-corps, piste pour les deux roues et chaussées pour la circulation automobile. Dans cette configuration où la piste affectée aux deux roues est clairement identifiée et éloignée du garde-corps, la hauteur de celui-ci ne doit résulter que de la seule présence des piétons.

P 98.405 (Garde corps pour ponts et ouvrages de génie civil) pour les seuls piétons peut s'avérer insuffisante du fait de la position légèrement plus élevée du centre de gravité ou de l'effet dynamique. C'est pourquoi, il convient de profiter de la possibilité offerte par la norme pour demander, sur ouvrage en présence de cyclistes circulant à proximité du garde-corps, le maximum prévu par la norme : une hauteur de 1,20 m.

Dans des circonstances particulières qui restent à préciser, on peut envisager des rehausses jusqu'à 1,40 m qui seraient alors constituées par des éléments similaires à ce que l'on utilise pour les écrans de retenue d'objets tels qu'ils sont définis dans le guide "Garde-corps", de la collection du guide technique GC, page 42-43. Ce pourrait, par exemple, être le cas d'une piste bidirectionnelle étroite sur un ouvrage de grande hauteur.

Par cette disposition, les efforts sur les éléments du garde-corps restent ceux fixés par la norme et la partie en sur-hauteur peut être dimensionnée selon les conseils du guide technique déjà cité.

Pour le moment, on ne dispose d'aucune étude ou de résultats d'essais qui pourraient nous amener à reconsidérer cette position. D'une manière générale, la hauteur des dispositifs de retenue est très approximativement calée sur la position du centre de gravité et, en l'occurrence, rien de ne permet de dire que ce principe n'est pas valable en présence de cyclistes.

3. Les barrières de sécurité (entre la piste cyclable et la chaussée circulée par les véhicules)

En présence de barrières de sécurité implantées entre la chaussée et une piste cyclable, il y a le danger que constitue pour les jambes des cyclistes les supports ou certaines parties arrières des barrières de sécurité métalliques. C'est pourquoi, nous conseillons, dans ce cas, des barrières de type Gierval®, double, ou GS recevant une lisse continue reliant les têtes de supports ou des barrières en béton modèle MVL ou DBA.

Voir le fascicule "Barrières pour la retenue des VL. Barrières de niveau N. Aménagement en TPC" de la collection du guide technique GC (en cours d'impression) qui précisera notamment que les barrières de sécurité sont des dispositifs soumis à homologation.



◀ La piste pour cycles sur le pont de l'île de Ré.

4. Joints

Aux extrémités d'un ouvrage, on doit mettre en place des dispositifs qui permettent la libre dilatation des éléments de structure tout en assurant un franchissement en sécurité de ce dispositif. La majorité des produits disponibles sur le marché font l'objet d'une appréciation technique par le biais des Avis Techniques publiés par le SETRA.

La sécurité des cyclistes au passage sur les joints de chaussées est un point systématiquement traité dans l'Avis Technique. Il convient que le Maître d'Ouvrage se réfère aux conclusions du paragraphe correspondant de l'avis technique pour apprécier s'il peut accepter ou non le modèle qui lui est proposé.

Si le modèle n'a pas un avis favorable en utilisation de deux-roues, il devra comporter une adaptation permettant une circulation sans risque pour les usagers cyclistes.

On peut signaler qu'au niveau européen ce point particulier de la sécurité des usagers deux roues a été abordé par le groupe de travail chargé de la rédaction d'un Guide d'agrément technique européen en vue d'aboutir à la marque CE sur les joints avec la proposition suivante :

"Les espaces longitudinalement orientés dans la direction du trafic ne devront pas dépasser 150 mm en longueur et 20 mm en largeur, sinon des dispositions particulières devront être prévues."

Il ne s'agit que d'une proposition (reprise de règles anglaises) qui n'a pas encore été validée mais qui donne des ordres de grandeur sur les dimensions à partir desquelles il est conseillé de prévoir une adaptation.

L'objectif est d'offrir des routes confortables et sûres. Pour cela les échanges de connaissance entre les différents services sont essentiels :

les responsables des ouvrages d'art ont à connaître les projets d'itinéraires dans leur département. Pour obtenir des informations sur ces projets, ils peuvent notamment s'adresser à la personne « relais vélo » de leur DDE : plus de 80 départements ont un correspondant identifié.

Cet article traite, évidemment, des cas où la présence de dispositifs est nécessaire ou préexiste. La plupart des ouvrages existants, quels que soit l'importance ou le statut de la route, sont déjà équipés : il conviendra simplement de s'interroger sur la compatibilité des dispositifs avec une réaffectation, dans le cas d'anciennes voies ferrées, ou une augmentation de la pratique cycliste. Par contre, des routes de moindre importance ne sont pas bordées de barrières de sécurité ou le sont par des dispositifs anciens, malgré des aplombs ou

des dénivelées importants. Il ne peut être question de changer, compléter tous ces dispositifs ou d'en prévoir de nouveau. Il est suggéré d'être attentif à l'homogénéité du tronçon ou de l'itinéraire de façon à ne pas surprendre ou tromper l'usager.

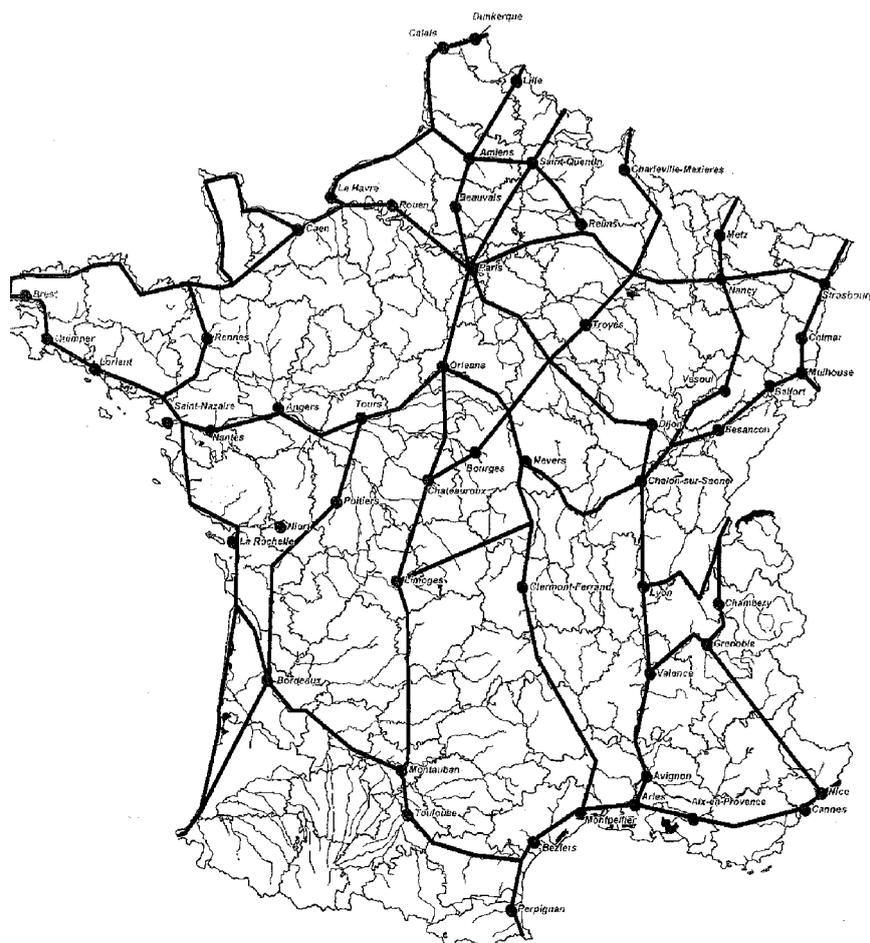
N'oublions pas que ce dernier :

- doit adapter sa vitesse, sa prise de risque en fonction de l'environnement qu'il perçoit, ... et qu'il en est légalement responsable,
- entend profiter des paysages qui l'entourent : parcourir des routes de montagne bordées de garde corps de 1,20 m, voire 1,40 m perdra tout son charme !

Geneviève LAFERRÈRE (CERTU)
Martine VERTET (SETRA/CSTR)
Michel FRAGNET (SETRA/CTOA) ■

Bibliographie :

- Guide de « recommandations pour les aménagements cyclables » : CERTU - 107 pages - 150 F - Réf. : RF01300
- Fiches techniques : vélo et partage de l'espace, faciliter la circulation des cyclistes, pistes cyclables, vélo et transport public... : CERTU - 6 pages/fiche - gratuit - Réf. : FDO0199



► Carte du schéma national d'itinéraires cyclables.

Geneviève LAFERRÈRE

CERTU
Tel : 04 72 74 58 00

Martine VERTET

SETRA CSTR
Tel : 01 46 11 36 58

Michel FRAGNET

SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 13

« EN 197-1 » : une nouvelle norme pour les ciments courants

Première norme européenne harmonisée pour un produit de construction Le marquage CE et la marque NF

N.D.L.R. : La mise en vigueur de la nouvelle norme européenne "EN 197-1" pour les ciments courants est une situation très atypique dans l'élaboration des normes concernant les produits de construction. Le contenu de la partie harmonisée de la norme sera, en effet, probablement beaucoup moins développé pour les autres produits, la plupart des propriétés d'usage pouvant rester dans la partie volontaire. Le marquage CE des produits relevant de la Directive sur les produits de construction donnera ainsi aux utilisateurs un niveau de garantie qui pourra être très variable suivant le produit. Il conviendra dans chaque cas de se référer aux « annexes ZA » des normes concernées. Ces annexes ne sont pas finalisées à l'heure actuelle.

1. Quelques définitions et généralités

■ Directive européenne

Une directive européenne est un texte de portée réglementaire adopté par un processus de co-décision entre la Commission européenne et le Parlement européen. Une directive est mise en vigueur par la publication de la réglementation nationale (décret) qui la transpose.

■ Norme/Norme européenne/Norme harmonisée

Une norme est une "spécification technique ou autre document accessible au public, établi avec la coopération, le consensus et l'approbation générale de toutes les parties intéressées, fondé sur les résultats conjugués de la science, de la technologie ou de l'expérience, visant à l'avantage optimal de la communauté dans son ensemble et approuvé par un organisme qualifié sur le plan national, régional ou international". Les normes nationales sont préparées et publiées par les instituts nationaux de normalisation, en France, l'AFNOR.

Les normes européennes sont préparées, adoptées et ratifiées par le Comité Européen de Normalisation (CEN), association internationale de droit belge créée en 1961. Elles sont publiées

par les instituts nationaux des pays membres du CEN (UE + Association Européenne de Libre Echange + République Tchèque).

Les normes harmonisées sont des documents à l'usage exclusif du pouvoir réglementaire des Etats membres de l'Espace Economique Européen en vue d'asseoir leur réglementation relative à la mise sur le marché des produits. Après de longues négociations, la Commission européenne et le CEN ont décidé que les normes harmonisées seraient constituées des parties de la norme européenne comprenant les spécifications liées aux exigences essentielles d'une directive. Une norme harmonisée est rédigée par le CEN sur la base d'une commande de la Commission européenne (Mandat).

■ Marquage CE

Le marquage CE indique que le produit a satisfait aux exigences de la directive qui s'y rapporte. Ce marquage est apposé par le fabricant, sous sa responsabilité, lors de la première mise sur le marché, sous réserve que le produit ait satisfait à un système d'attestation de conformité. Il permet la libre circulation du produit au sein de l'Espace Economique Européen.

■ Marques de qualité/La marque NF

Les marques de qualité sont accordées, par les instituts qui en ont la propriété, aux produits qui

ont répondu aux exigences d'un référentiel qualité : norme et/ou règlement de la marque.

La marque NF, propriété de l'AFNOR, est délivrée par AFNOR Certification à des produits certifiés par tierce partie. Cette certification atteste que le fabricant a mis en œuvre un système d'assurance de la qualité adapté, que le produit est conforme à la norme de spécifications ainsi qu'aux exigences complémentaires du règlement de la marque.

En principe, une marque de qualité est volontaire. Dans le cas des ciments, en France, deux arrêtés interministériels de 1990 et 1995 imposent la marque NF (ou agrément du Ministère de l'Industrie) dès qu'un ciment est mis sur le marché par référence à la norme ou utilisant une désignation normalisée.

2. La normalisation européenne des ciments : historique

Les travaux de normalisation européenne dans le domaine des ciments ont débuté en 1969, de façon totalement volontaire, entre les six pays signataires du traité de Rome. A partir de 1973, les travaux ont été poursuivis dans le cadre du CEN, au sein du comité technique 51 "Ciment et chaux de construction". L'objectif des travaux était double : élaborer des normes d'essais communes pour tous les pays membres et rédiger des normes de spécifications de produits.

Les normes d'essais ont été adoptées en 1987 et 1989. Dès 1990, les performances de tous les ciments ont donc été évaluées de la même façon dans tous les pays membres du CEN ce qui a constitué un pas décisif vers la simplification des échanges transfrontières.

L'adoption en 1989 de la Directive UE qui a fixé les règles permettant la mise sur le marché des produits de construction, a entraîné le rejet d'un projet de norme de spécifications qui ne s'appliquaient pas à tous les ciments traditionnels et éprouvés.

Le CEN/TC51 a ensuite repris ses travaux et inclus tous les ciments dans le texte qui a été adopté comme pré-norme ENV 197-1 en 1992. Cette pré-norme avait pour but de consacrer un certain niveau de consensus permettant de faire évoluer les normes nationales pour les rapprocher et de poursuivre les travaux en ne considérant que les derniers points de divergence

A partir de cette pré-norme européenne, de nombreux pays ont donc révisé leurs normes nationales pour reprendre très largement, voire totalement, les dispositions de la pré-norme européenne ENV 197-1.

C'est ainsi que la France adopta en 1994 la norme NF P 15-301 relative aux ciments courants qui conservait cependant le niveau d'exigences de la norme précédente de 1981.

La même démarche, effectuée simultanément dans les différents pays de l'UE, a permis d'accomplir l'essentiel du chemin vers une norme européenne. Le dernier pas a été franchi avec l'adoption, le 21 mai 2000, du projet de norme EN 197-1, à l'unanimité des pays membres du CEN.

La norme EN 197-1 est la première norme harmonisée dans le cadre défini par la directive européenne "Produits de construction".

Depuis le 1er avril 2001, les états membres doivent accepter que soient mis sur le marché les ciments courants conformes à la norme EN 197-1 portant le marquage CE sur les sacs, ou sur les documents d'accompagnement pour le vrac.

3. Présentation de l'EN 197-1

■ Généralités

Puisque, par définition, une norme européenne doit pouvoir s'appliquer dans une gamme variée de climats et d'environnements et doit être compatible avec différentes techniques de mise en œuvre, elle est en général moins contraignante que les normes nationales qu'elle remplace ; c'est le cas de l'EN 197-1.

■ La désignation des ciments

Pour permettre une adaptation progressive des utilisateurs aux désignations européennes, la norme française de 1994 avait instauré une double désignation des ciments courants associant la notation du type de ciment selon la norme de 1981 (CPA, CPJ, CHF et CLK, CLC) à celle de la pré-norme européenne (CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V), par exemple : CPJ – CEM II. Avec la mise en vigueur de l'EN 197-1, seule subsiste la notation européenne.

Pour les CEM II, CEM IV et CEM V, **l'EN 197-1 introduit des désignations plus précises que celles de la norme NF P 15-301.**

Par exemple, pour la famille des ciments Portland composés CEM II qui est la plus utilisée en France, le nom du constituant principal utilisé en plus du clinker apparaît dans le nom et la désignation du ciment devient : ciment Portland au calcaire CEM II/B - L, par exemple.

Les ciments contenant plusieurs constituants en plus du clinker sont identifiés par le nom ciment Portland composé et par les lettres symboles des constituants utilisés, par exemple : CEM II/B (S-L-V) pour un ciment contenant du laitier (S), du calcaire (L) et des cendres volantes siliceuses (V).

Les ciments de classe de résistance à court terme ordinaire sont dorénavant identifiés par la lettre N pour mieux les distinguer des ciments de classe de résistance à court terme élevée notés R.

Les désignations des ciments selon l'EN 197-1 constituent un outil précis pour identifier les ciments et orienter le choix des utilisateurs.

■ La composition des ciments

L'EN 197-1 a repris, pour la composition des ciments, les prescriptions de la pré-norme de 1992. Le fabricant est libre de faire varier la composition de ses ciments dans les limites de la norme sans qu'aucun critère de régularité ne soit spécifié.

■ Les exigences performanciennes

Le niveau d'exigences de la pré-norme de 1992 a été maintenu à l'exception du temps de début de prise des ciments de classes 32,5 N et 32,5 R allongé de 60 minutes à 75 minutes.

Il convient de rappeler que la norme s'applique à la fois aux ciments mis en œuvre dans les pays nordiques et à ceux mis en œuvre dans les pays méditerranéens.

Les résistances à court terme minimales doivent être suffisamment modérées pour éviter la fissuration en climat chaud et les temps de début de prise courts correspondent aux ciments très rapides requis pour le bétonnage par temps très froid.

4. Le marquage CE des ciments courants

Le marquage CE s'applique aux produits de la construction dont font partie les ciments. Quand un produit marqué CE est incorporé dans un ouvrage (immeuble, bâtiment, pont, barrage,

tunnel...), celui-ci doit, dans son ensemble, être conforme aux six exigences essentielles de la Directive Produits de Construction qui sont :

- résistance et stabilité de l'ouvrage,
- sécurité d'utilisation,
- résistance au feu,
- hygiène, santé et environnement,
- protection contre le bruit,
- économies d'énergie et isolation thermique.

Après certification par tierce partie, un produit marqué CE fait l'objet de toute une batterie d'essais et de contrôles par un organisme choisi par les pouvoirs publics pour conduire ces essais et ces contrôles.

■ En quoi le marquage CE appliqué aux ciments courants est un événement important ?

Le marquage CE appliqué aux ciments courants est un événement important pour trois raisons :

Une garantie de clarté

Indépendamment de l'origine des produits, grâce au marquage CE, les performances et les caractéristiques techniques des ciments courants sont clairement affichées. Chaque utilisateur, qu'il soit entrepreneur, architecte, bureau d'études, ou simple particulier, pourra choisir "son" ciment en toute connaissance de cause, en toute clarté et en fonction de ses besoins d'utilisation.

Une garantie d'uniformité

Grâce au marquage CE, partout dans l'Espace Economique Européen, soit 375 millions d'habitants, les caractéristiques techniques, les performances et les méthodes d'essai des ciments sont les mêmes. Pour les utilisateurs, c'est un facteur important de simplification.

La garantie d'une offre élargie et compétitive

Grâce au marquage CE, l'offre est élargie à l'ensemble des pays de l'Espace Economique Européen en vertu du principe de la libre circulation des produits inscrit dans les traités de cette Union. Cette situation est de nature à créer des conditions économiques plus favorables.

■ Quelles sont les modalités pratiques d'application ?

Le marquage CE s'applique aux ciments courants depuis le 1er avril 2001. Toutefois, deux dispositions de transition sont prévues par l'arrêté publié au Journal Officiel.

- Au-delà du 31 mars 2002, les fabricants et importateurs ne pourront plus mettre pour la première fois sur le marché des ciments courants non marqués CE.
- Les produits présents sur le marché avant le 1er avril 2002 pourront être commercialisés jusqu'au 31 décembre 2002.

Passées ces deux dates, les contrevenants s'exposent à une amende de 10000 FF par produit.

■ Quelles sont les modalités de contrôle et de certification ?

L'attestation de conformité de ciment courant est délivrée par un organisme de certification après :

- essais de type initiaux,
- inspection initiale de l'usine,
- contrôle de la production en usine,
- surveillance continue,
- évaluation et acceptation de la production en usine,
- essais par sondages des échantillons prélevés en usine.

Ce protocole est conforme aux dispositions de la Directive 89/106/CEE, annexe III2i relatives au système d'attestation de conformité.

La surveillance du marché français sera assuré par la Direction Générale de la Consommation, de la Concurrence et de la Répression des Fraudes (DGCCRF) et la Direction Générales des Douanes (DGD).

■ Le marquage CE appliqué aux ciments courants : quelques dates clés

- **21 décembre 1988** : directive du Conseil des Communautés européennes 89/106/CEE relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des Etats membres concernant les produits de construction.
- **8 juillet 1992** : transposition de la directive européenne en droit français par le décret n° 92-647 concernant l'usage des produits de construction.
- **22 juillet 1993** : la directive du 21 décembre 1988 a été modifiée par la directive 93/68/CEE.
- **20 septembre 1995** : le décret de transposition est modifié par le décret n° 95-1051.
- **1er avril 2001** : date d'application du marquage CE aux ciments courants.
- **1er avril 2002** : application obligatoire du marquage CE.
- **1er janvier 2003** : retrait des produits non marqués CE du circuit du négoce.

5. La marque NF – Liants hydrauliques

Lors de l'adoption de l'EN 197-1, les utilisateurs français de ciment représentés au sein de la commission de Normalisation des ciments : EGF-BTP, FIB, SNBPE, UMGO ont demandé à l'industrie cimentière de ne pas modifier les performances et la qualité des ciments à l'occasion du changement de norme.

En réponse à cette demande et en accord avec AFNOR Certification, il a été décidé de maintenir la marque "NF – Liants hydrauliques" en complément du marquage CE pour attester la conformité des ciments courants aux exigences de la norme NF P 15-301 de 1994 qui n'ont pas été reprises dans l'EN 197-1, en particulier :

- **un critère de régularité de composition à $\pm 5\%$** par rapport à une valeur déclarée pour chaque constituant,
- **des temps de début de prise plus longs pour les ciments** des classes 32,5 N, 32,5 R et 52,5 N et 52,5 R,
- **des résistances à court terme plus élevées** pour les ciments des classes 32,5 N, 32,5 R et 42,5 N.

En outre le laboratoire de la marque (le LEM-VP : Laboratoire d'essais des matériaux de la Ville de Paris) effectuera 12 prélèvements par an au lieu de 6 pour la certification CE afin d'améliorer la comparaison statistique avec les résultats du fabricant (104 par an au minimum). La correction d'étalonnage entre le LEM-VP et le laboratoire du fabricant continuera à être appliquée aux résultats du fabricant pour assurer une bonne homogénéité dans le classement des ciments.

La marque "NF – Liants hydrauliques" est également maintenue en vigueur pour attester la conformité des ciments à maçonner, ciment alumineux fondu et ciment prompt naturel pour lesquels il n'existe pas encore de norme européenne ou d'agrément technique européen et qui entrent dans le domaine d'application des arrêtés interministériels de 1990 et 1995.

Elle est maintenue de surcroît en complément du marquage CE pour attester la conformité des ciments courants à des exigences complémentaires pour lesquelles n'existe pas non plus de norme européenne : résistance à l'eau de mer, résistance aux sulfates, teneur en sulfures limitée.

Extraits du dossier de presse Cimbéton ■

Les règles de justification des murs de soutènement et le programme MUR

Le programme MUR a été diffusé au mois de mai. Ce programme dont la sortie était très attendue par l'ensemble de la profession, n'est pas un simple outil de calcul. Son objectif est de promouvoir une nouvelle méthodologie et de nouvelles règles pour la justification des murs de soutènement.

La diffusion du programme a été retardée à plusieurs reprises, car la mise au point des nouvelles règles de calcul a été délicate. Les versions provisoires du logiciel MUR y ont d'ailleurs largement contribué.

Rappelons qu'en matière de mur de soutènement, le dossier pilote MUR 73 avait uniformisé les méthodes de calcul et fourni aux projeteurs l'un des premiers outils de vérification des murs en béton armé sur ordinateur. Ce document est resté très longtemps un document de référence en l'absence de textes réglementaires dans le domaine. La stabilité externe des murs était alors vérifiée, sans pondération des actions, à l'état limite de service. Seul le ferrailage du mur faisait l'objet d'un calcul aux états limites ultimes.

En 1993, Le Fascicule 62 titre V section I du CCTG, traitant des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil a été publié. Ce document introduit dans la réglementation le calcul des fondations à l'état limite ultime. Toutefois, comme le précise le commentaire de son article premier, les soutènements son exclus de son domaine d'application.

En 1998, l'Arrondissement Fondations du CTOA a édité un guide de conception générale sur les ouvrages de soutènement (Référence F9859). A cette occasion les principes de justification des murs poids et des murs en béton armé ont été rappelés.

Depuis cette date, le SETRA a élaboré de nouvelles règles en s'appuyant sur ces deux derniers documents, sur les travaux du groupe de travail chargé des murs et sur les principes de l'Eurocode 7.

Le programme MUR est l'aboutissement de ces travaux. Les règles de justification qu'il contient sont explicitées dans sa notice d'utilisation et présentées sommairement dans cet article.

Une note d'information exhaustive, décrivant les méthodes de calcul, les types de combinaison à appliquer, les critères à vérifier ainsi que les coefficients de sécurité associés, sera publiée prochainement par le SETRA.

1. Le programme MUR

MUR est un logiciel traitant du calcul des murs de soutènement. Il permet de calculer les murs en T renversé avec ou sans bêche et les mur poids (figure 1).

Les fonctionnalités du programme sont les suivantes :

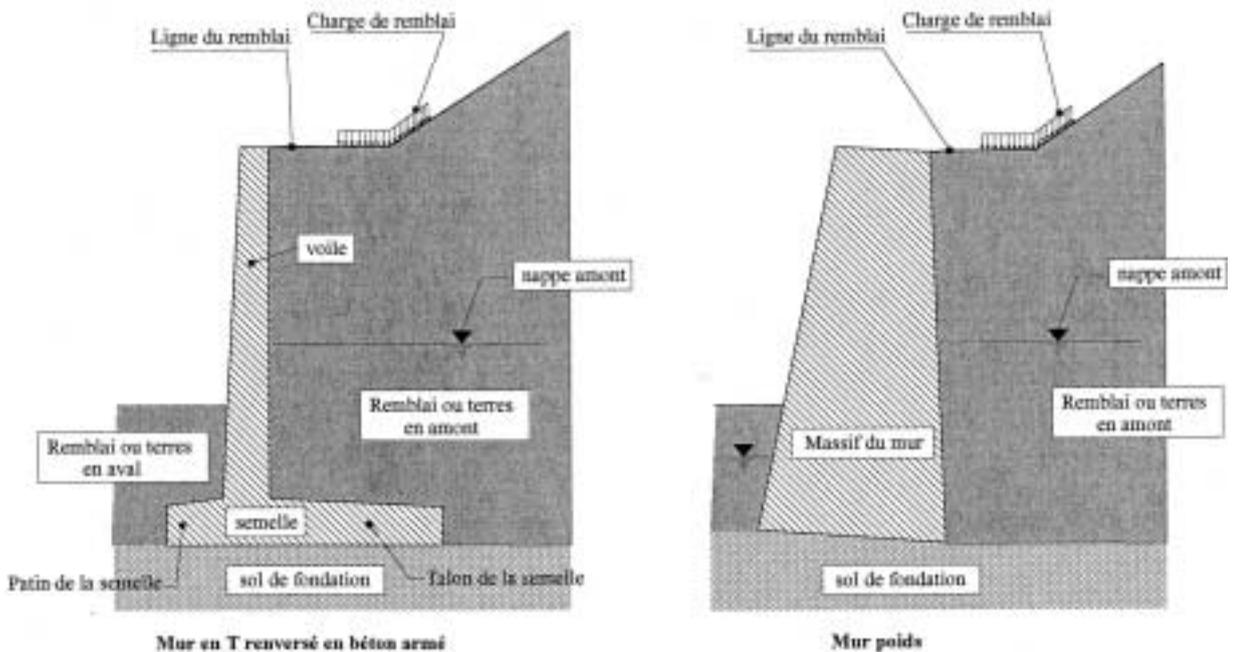
- vérification de la stabilité externe,
- calcul des efforts dans le béton (uniquement pour les murs en té),
- calcul du ferrailage du mur (uniquement pour les murs en té)
- optimisation des dimensions du mur (patin, talon, semelle pour les murs en T renversé ; fruit avant, largeur pour les murs poids),
- dessin de la coupe du mur et des efforts qui y sont appliqués.

Pour les murs en T renversé il est possible d'ajouter une bêche à l'arrière de la semelle. Pour les murs poids, la face inférieure du mur peut être composée de deux facettes planes.

La poussée des terres est calculée par la méthode de Culmann. Cette méthode a l'avantage d'accepter un remblai de forme quelconque derrière le mur. La surface du remblai en amont du mur peut ainsi comporter jusqu'à dix segments. Le remblai est constitué d'un sol homogène, différent du sol de fondation.

Le sol en aval du mur peut être modélisé. Toutefois, pour des raisons de sécurité, il peut être

► Figure 1 : Domaine d'emploi du programme MUR.



négligé aussi bien en ce qui concerne les effets de son poids que ceux de sa butée.

Les remblais amont et aval peuvent contenir une nappe phréatique.

Trois types de charges peuvent être appliqués au remblai (figure 2) :

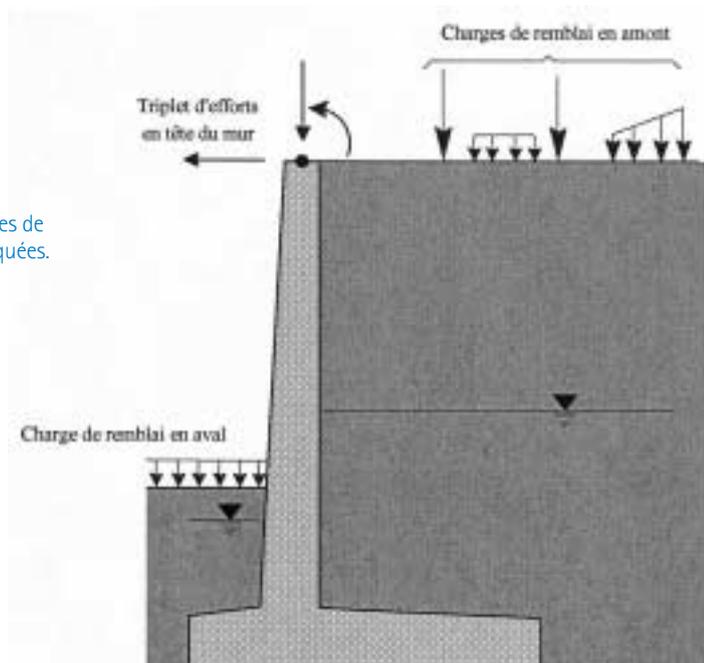
- des bandes de charges uniformes ;
- des bandes de charges trapézoïdales ;
- des charges en lame de couteau.

Ces charges peuvent se combiner pour former 3 chargements au maximum. Ces chargements, ainsi que le chargement direct de la tête du voile, pourront être utilisés dans les différentes combinaisons d'actions.

Le remblai situé en aval du mur peut aussi recevoir une charge uniforme.

Le logiciel MUR fonctionne sur un ordinateur de type compatible PC, de moyenne gamme, équipé d'un système d'exploitation Windows 9X, Me, NT ou 2000. Il comporte une interface utilisateur conforme aux standards Windows.

► Figure 2 : Différents types de charges appliquées.



2. Principe de calcul

■ Stabilité externe

Le programme MUR propose à l'utilisateur 7 combinaisons standards qui couvrent la plupart des cas courants. Ces combinaisons sont définies par un tableau de coefficients pondérant les différentes actions. Il est évidemment possible de modifier ces coefficients, afin de les adapter aux particularités de chaque projet.

Le tableau des combinaisons standards a la forme suivante :

		γ_{gm}	γ_{gs}	γ_p	γ_w	γ_{qa}	γ_{qv}	γ_{q1}	γ_{q2}	γ_{q3}
Combinaison		Poids mur	Poids terres	Poussée terres	Eau	Charge aval	Charg. voile	Charg. 1	Charg. 2	Charg. 3
ELU	Gmax	1,20	1,20	1,00	1,00					
	Gmin	0,90	0,90	1,20	1,05					
	Qmax	1,20	1,20	1,00	1,00	1,33		1,33		
	Qmin	0,90	0,90	1,20	1,05				1,33	
ELS	G	1,00	1,00	1,00	1,00					
	Qmax	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		
	Qmin	1,00	1,00	1,00	1,00				1,00	

Ces combinaisons ont été établies pour être cohérentes autant que possible avec les dispositions du Fascicule 62, Titre V, du CCTG (et donc du BAEL) et les travaux actuels de réglementation des calculs des murs (projet de norme française sur le calcul des murs et Eurocode 7, ENV 1997-1).

Dans le programme MUR, tous les calculs relatifs à la poussée du remblai sont effectués par la méthode de Culmann. Dérivée du coin de rupture de Coulomb, cette méthode, simple et générale, permet d'évaluer la poussée des terres sur un écran avec des hypothèses beaucoup moins restrictives que celles de la théorie de Rankine :

- géométrie de talus quelconque,
- présence possible d'une nappe hydrostatique,
- prise en compte de surcharges linéiques ou réparties (invariantes parallèlement au mur) sur le talus.

Elle repose principalement sur deux hypothèses :

- les surfaces de glissement sont des plans ;
- l'angle δ de la résultante de la poussée du sol par rapport à la normale à l'écran est supposé connu.

Pour les murs en T, la poussée des terres est calculées sur un écran fictif vertical passant par l'arrière du talon. Pour les murs poids, cette poussée s'applique directement sur le parement amont du mur.

La justification de la stabilité externe du mur consiste à vérifier, pour les différentes combinaisons d'actions, les 5 critères définis par le Fascicule 62, Titre V, du CCTG :

- Trois aux états-limites ultimes (ELU) :
 - état-limite de mobilisation de la capacité portante ;
 - état-limite de glissement ;
 - état-limite de renversement.
- Deux aux états-limites de service (ELS) :
 - état-limite de mobilisation de la capacité portante ;
 - état-limite de décompression du sol.

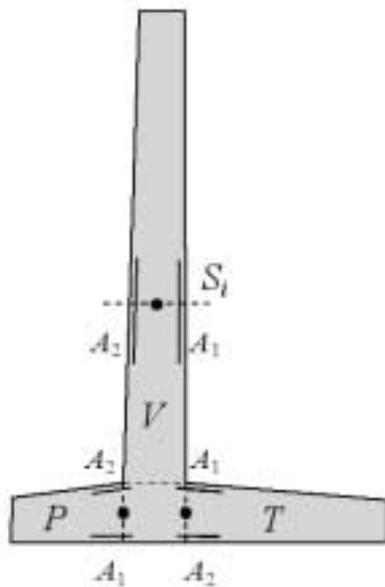
Les coefficients de sécurité relatifs à chaque critère ont été fixés afin de conserver aux murs leurs dimensions habituelles tout en se raccordant aux valeurs des coefficients du Fascicule 62, Titre V.

■ Résistance interne

Pour les murs en T renversé, la justification de la résistance interne consiste à assurer que le règlement de béton armé (règles BAEL) est vérifié dans certaines sections prédéterminées (encastrement voile – semelle, encastrement du talon, encastrement du patin), ainsi que dans certaines sections du voile définies par l'utilisateur.

À cette fin, les efforts sont calculés avec un modèle différent de celui utilisé pour la stabilité externe, qui consiste à isoler le mur proprement dit et à calculer directement les efforts auxquels il est soumis.

► Figure 3 :
Définition des différentes
sections d'armatures.



Le programme MUR calcule les ferraillements « bruts » (c'est-à-dire hors ferraillements minimaux) nécessaires sur les deux faces de chaque section et édite un message lorsque la quantité d'aciers comprimés nécessaire dénote une insuffisance des épaisseurs de béton.

Pour les murs poids, le programme ne fournit pas de justification de la résistance interne.

3. Disponibilité du programme

Le programme est livré sur un CD-Rom d'installation dans un coffret qui contient également une disquette de protection et un guide de l'utilisateur. Deux exemples d'application (un mur en T renversé et un mur poids) sont fournis avec le programme.

Le logiciel MUR est protégé contre la copie illécite. Il peut être installé sur différents ordinateurs d'un même service. L'activation de chaque poste se fera par transfert d'un jeton de protection à l'aide de la disquette.

Son prix est de 9000 F exempt de toutes taxes. Il peut être commandé au bureau des ventes du SETRA ou directement à actions-commerciales@setra.fr.

Rappelons également qu'une note d'information sur le calcul des murs de soutènement sera publiée prochainement par le SETRA.

Gilles LACOSTE ■

La gestion des joints de chaussée

L'expérience d'un Maître d'œuvre

Introduction

La Direction des Routes du Ministère s'inquiète, à juste titre, de l'importance toujours trop grande des crédits consacrés à la remise en état des joints de chaussées. Pour essayer de réduire ce poste des actions sur la qualité des produits au niveau national sont mises en place (procédure d'avis technique et, bientôt, une marque CE sur les joints de chaussées) mais il nous semble que ceci n'est qu'une condition nécessaire car la durabilité des joints de chaussées vient autant de la qualité du produit que de la bonne exécution de la mise en œuvre dans des conditions satisfaisantes.

Dans ce domaine, les acteurs sur le terrain ont un rôle important à jouer. L'article suivant, après une analyse de la situation, présente un exemple de politique de gestion de la prise en compte des joints de chaussées dans les actions d'entretien des ponts et des chaussées. Les résultats semblent prometteurs et nous espérons que d'autres départements tenteront des expériences similaires.

M. FRAGNET ■

1. Présentation générale

La S.E.T.O.A. (Subdivision d'Etudes et Travaux d'Ouvrages d'Art) de la Direction Départementale de l'Équipement de la Charente gère un patrimoine ouvrages d'art de **203¹ ponts et 30 murs de soutènement** répartis sur la RN 10 axe Nord/Sud et la RN 141 axe Est/Ouest du département. Ces deux itinéraires supportent des trafics importants avec une forte proportion de poids lourds surtout pour la RN 10 sur la déviation d'Angoulême où l'on ne dénombre pas moins de 9000 PL/J.

Le département de la Charente, d'une superficie de 5960 km², possède un réseau hydrographique conséquent. Les 404 communes recensées sont desservies par près de 5 100 km de routes départementales et plusieurs centaines de kilomètres de voies communales. Tous ces différents réseaux sont autant d'obstacles que doivent franchir les RN 10 et RN 141. Nous avons ainsi recensés **39 PS** (passages supérieurs), **67 PI** (passages inférieurs) et **67 PH** ou **OH** (passages hydrauliques ou ouvrages hydrauliques type buses).

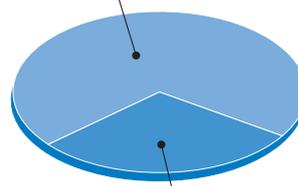
2. Inventaire des ponts et types de joints

Au début de l'année 2000, nous avons lancé une campagne de relevés précis des ouvrages possédant

des joints de chaussée. Il en est ressorti que, sur un patrimoine de 203 ponts, 60 étaient équipés de joints de chaussée dont 83 % sont du type à hiatus et 17 % du type à revêtement améliorés.

Répartition des 203 ponts

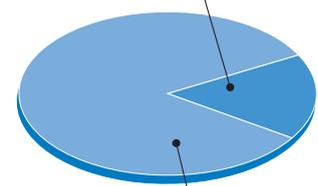
143 ponts non équipés de joints



60 ponts équipés de joints

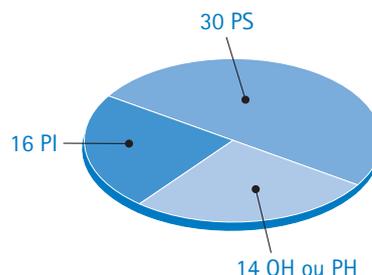
Répartition des joints sur 60 ponts

17 % type à revêtement amélioré



83 % type à hiatus

Sur un patrimoine de 60 ponts équipés de joints, **30 sont des PS, 16 des PI et 14 des OH ou PH.**



1. Tous les chiffres de l'article datent de décembre 1999.

Ce point de détail est important car tous ces ouvrages ne sont pas soumis au même trafic et aux mêmes contraintes.

3. Récapitulatif des travaux de 1996 à 2000

Depuis 1996, nous avons été amenés à remplacer ou réparer 34 joints de chaussée. Cela représente 22 ponts, soit 36 % du patrimoine des ponts équipés de joints.

Au total, sur ces 5 années, 2,50 MF ont été consacrés à ces travaux. Ce montant ne tient pas compte des coûts d'exploitation (signalisation) réalisés en régie ni du coût des travaux de réfection des enrobés réalisés systématiquement avant le remplacement des joints.

4. Commentaires et constats sur les dégradations recensées

Les premiers commentaires et constats que l'on a pu faire sur les dégradations nécessitant l'exécution des travaux indiqués ci-dessus sont les suivants :

■ Patrimoine « Joints anciens »

Les dernières opérations de réfection de joints de chaussée sur les ouvrages d'art existants dataient de 1991. La construction des premières grosses infrastructures en Charente date de 1973. Si les plus anciens ouvrages supportant la RN 10 ont subi, pratiquement tous, des travaux de réfection de joints de chaussée, c'est loin d'être le cas pour les PS qui n'ont pas fait l'objet de travaux de ce type.

■ Travaux de réfection de chaussée

Certaines portions de routes à 2x2 voies, âgées de plus de 25 ans, ont été l'objet d'une voire deux campagnes de réfection de chaussée en enrobé avec très souvent des opérations préalables de rabotage. Ces opérations de rabotage ont souvent été réalisées avec très peu de soin au droit des joints.

Cette mauvaise réalisation a généré soit des zones de faiblesse par manque d'épaisseur et de mauvais compactage des nouveaux enrobés, soit

des éclats des solins béton ou résine par un rabotage excessif fragilisant ainsi le joint de chaussée.

■ Problèmes de tenue du joint

Depuis 4 à 5 ans, nous avons constaté une augmentation importante des dégradations des joints de chaussée, surtout pour les joints de souffle ≤ 80 mm.

Malgré l'utilisation de joints normalement adaptés, on s'aperçoit qu'un certain nombre d'entre eux ne résistent pas.

Ces problèmes semblent dus à une mauvaise mise en œuvre ou exécution, complétée par un mauvais état de la chaussée.

■ Problèmes de choix et de garantie du joint

Enfin, le type de joint de chaussée choisi à l'époque de la construction des ouvrages n'était pas forcément adapté (exemple : joint à revêtement amélioré sur la RN 10). De plus, il n'était demandé aucune garantie particulière au poseur de joints.

■ Ouvrages non équipés

De nombreux ouvrages de type PS, datant d'avant 1980, ont été construits sans joint, soit par oubli, soit pour des problèmes de financement.

■ Augmentation du trafic

Ensuite, il est important de rappeler que le trafic sur la RN 141, et surtout sur la RN 10, a très fortement augmenté et plus particulièrement le pourcentage de poids lourds (+ 15 % de PL sur la RN 10 en 5 ans).

Celui-ci est en constante progression, ce qui laisse présager des contraintes supplémentaires.

■ Conclusions

Nous nous sommes donc retrouvés face au double problème qui était de pouvoir assurer le remplacement des joints usagés quasi normalement (15 ans et plus) dans les zones où le trafic est moins important, tout en prévoyant le remplacement de joints plus récents (environ 4 à 5 ans) qui n'ont pas résisté au trafic auquel ils sont soumis.

Toutes ces remarques et constats nous ont conduits à rechercher des solutions et à mettre en place des méthodes à suivre.

5. Solutions et méthodes appliquées en Charente

La première phase qui est la base de toute méthodologie a consisté à assurer une campagne de relevés sur site afin de connaître le patrimoine des joints tant quantitatif que qualitatif.

Pour chaque ouvrage, nous avons relevé le type de joint, la présence ou non de joints de trottoirs et de corniches, la prise des longueurs, la recherche des années de réalisation, les désordres et pathologies. Sur site, nous avons fait l'exercice de rechercher les origines possibles des dégradations, suivi des travaux envisageables.

Une fois cette opération terminée, nous avons mis en place une politique qui traite des travaux d'entretien des chaussées, des approches techniques pour la construction des ouvrages neufs, des recommandations et méthodologies lors de travaux de remplacement de joints et enfin une insistance sur l'entretien courant de ces éléments vivants des ponts.

■ Les travaux d'entretien d'enrobé au droit d'ouvrage possédant des joints

La DDE 16 a contracté, avec des entreprises routières, un marché d'entretien et de réparation des chaussées sur routes nationales pour 3 ans.

Dans ce marché, nous avons établi :

- un prix spécifique pour les travaux de rabotage sur ouvrages d'art,
- un prix d'exécution de prestation au droit des joints de chaussée,
- des schémas décrivant le phasage et la procédure à suivre avec, comme objectif, protéger les solins béton et réaliser des raccordements de chaussée les plus parfaits possible.

Il a été imposé à chaque entreprise et surveillant de chantier de posséder ce schéma et d'en respecter la méthode.

■ Les recommandations pour la construction d'ouvrages neufs (Service des Grands Travaux)

Dans le cadre des échanges et réunions de coordination entre le Service des Grands Travaux (SGT) et le Service Gestion de la Route (SGR),

nous avons défini et demandé au SGT de mettre en œuvre les règles suivantes :

- définir et choisir des types de joints à utiliser suivant l'itinéraire et le type d'ouvrage, en respectant le type de trafic (validation en partenariat avec le SGR-SETOA),
- inclure dans le CCAP et le Bordereau des Prix une garantie sur les joints de chaussée,
- demander que l'aménagement définitif (remblais contigus, enrobé, bordures, accotements et talus) au droit des PS soit traité sur une distance au minimum de 15 m au-delà du joint pour obtenir une chaussée d'approche parfaite et éviter un raccordement de la chaussée sur les longrines des joints.

■ L'approche et les recommandations à suivre pour le remplacement de joints existants

A présent, lorsque nous devons remplacer des joints de chaussée, nous programmons systématiquement (sauf si ceux-ci sont récents ou en parfait état) la réfection des enrobés sur l'ouvrage et à environ 6 à 10 mètres¹ de part et d'autre (rabotage de 4 à 7 cm puis mise en œuvre d'enrobé sur une même épaisseur).

Trois raisons militent en faveur de cette méthode :

- elle permet d'enlever tous flaches ou ornières non compatibles avec les joints,
- elle permet de ne pas réaliser de travaux au droit des joints durant 5 à 7 ans et donc ne remet pas en cause les garanties demandées sur les joints,
- elle permet le calage et le réglage des joints parfaits.

■ L'entretien des joints existants à ne pas oublier

Il faut rappeler aux subdivisions de nettoyer une fois par an les joints sur ouvrages supportant les routes nationales. Pour cela, nous faisons référence au document « Entretien des ouvrages d'art » guide à l'usage des subdivisions édité par le SETRA.

Ce point est important car nous avons en Charente un trafic très important de poids lourds transportant des matériaux fins de carrières qui sont à l'origine de désordres sur les caoutchoucs.

1. Cette distance peut évoluer suivant le profil en long rencontré ainsi que les désordres de chaussée relevés.

■ Enfin, deux derniers points importants à ne pas négliger

La surveillance des travaux

Cette prestation, mise en place depuis cette année, concerne le contrôle par le biais de prélèvements d'échantillons pour analyse des mortiers mis en œuvre pour la création des solins des joints. Elle comprend aussi l'amélioration des prestations de surveillance lors de la réalisation des joints, à savoir prêter attention et bien faire respecter les conditions de mise en œuvre, les opérations de nettoyage du support, les vérifications des souffles (prise de température extérieure)...

Bien entendu, cela va de pair avec les recommandations de surveillance de chantier de joints données dans le document « Joints de chaussée des ponts routes » du SETRA.

Les matériaux mis en œuvre (chaussée)

Depuis deux ans, en collaboration avec le laboratoire de Bordeaux et le Service Entretien Routier de la DDE de la Charente, nous essayons de mettre en œuvre des enrobés plus performants sur les ouvrages et de part et d'autre, l'objectif étant de réduire les phénomènes d'ornièrages. Cette méthode n'en est qu'à ses débuts et nous envisageons de la généraliser car les résultats semblent concluants.

6. Commentaires et conclusions

Toute cette réflexion nous a permis de voir que les joints de chaussée sont un réel problème qui mérite une certaine attention et approche.

Notre jeune expérience en Charente montre que de nombreux efforts restent à faire. En effet, malgré des règles de conduites définies et mises en œuvre, de nombreux facteurs parasites restent encore à supprimer.

Tout d'abord, nous ne voulions plus être amenés à traiter trop de problèmes de joints en urgence. Pour cela, nous devons connaître notre patrimoine et son état. Mais, dans le même temps, il

était important de comprendre ou d'essayer de comprendre quels étaient les facteurs à l'origine des dégradations plus ou moins rapides.

A partir de cela, nous avons pu mettre en place des solutions qui nous semblaient adaptées ou possibles. Ce dont on est sûr, c'est que nous pouvons apporter des solutions pour réduire les risques d'un vieillissement prématuré.

Voilà environ un an que notre méthode est en place et il nous faudra attendre encore quelques années pour voir les effets de celle-ci.

Cela est d'autant plus vrai qu'elle n'est pas encore toujours totalement suivie. En effet, la bonne réussite ne dépend pas d'une seule personne. De nombreux intervenants sont impliqués. On retrouve bien sûr le fabricant et poseur de joint, mais aussi la société qui réalise les enrobés, les concepteurs et maîtres d'œuvre qui jouent un rôle important dans la réussite de l'opération. Enfin, les surveillants de chantier qui doivent être là pour contrôler le bon respect des procédures et conditions de pose.

La réalité de tous les jours est là pour nous le montrer. Par exemple, en Charente, nous venons de récupérer la gestion de 20 nouveaux ponts, construits dans le cadre des mises à 2x2 voies des deux routes nationales (RN 10 et RN 141), au titre du contrat de plan. Un peu moins de la moitié de ces nouveaux ouvrages sont équipés de joints. Certains ouvrages ont été réalisés suivant les règles que l'on s'était imposées, d'autres pour des raisons pas toujours bien justifiées, ont été délaissés : manque de temps, manque d'information, problème technique, etc.. Cependant, la mise en œuvre de cette "politique locale" a tendance à évoluer positivement, laissant présager des produits finis de meilleure qualité.

Enfin, je terminerai en disant que les joints sont des équipements à la fois inertes et « vivants » dont le vieillissement dépend de nombreux facteurs dont nous avons très souvent les solutions.

Nicolas BOURDET ■

Nicolas BOURDET

D.D.E. de la Charente
Chef de la Subdivision E.T.O.A
Tel : 05 45 97 99 30

« CE + NF » pour la qualité

La norme européenne EN 197-1 "composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants" a été :

- adoptée le 21 mai 2000 à l'unanimité des membres du CEN,
- publiée par l'AFNOR le 5 février 2001,
- mise en vigueur le 1^{er} avril 2001 en tant que première norme européenne harmonisée concernant un produit relevant de la directive 89/106/CEE relative aux produits de construction.

La mise en vigueur de ce texte va modifier le contexte normatif et réglementaires des ciments courants, en particulier avec l'introduction du marquage CE obligatoire pour la première mise sur le marché.

Toutes les dispositions ont néanmoins été prises pour que l'utilisateur puisse aisément identifier les ciments qu'il utilise habituellement et dont les propriétés ne seront pas modifiées.

Depuis le 1^{er} avril 2001, les ciments courants peuvent donc être marqués CE et ils le seront de façon obligatoire à partir du 1^{er} avril 2002, un délai étant accordé jusqu'au 31 décembre 2002

pour écouler les ciments non marqués CE qui se trouveraient dans le circuit du négoce.

Le marquage CE des ciments courants atteste leur conformité à la norme harmonisée EN 197-1 et permet à ces ciments de circuler librement au sein de l'Espace Economique Européen.

La marque NF volontaire, complémentaire du marquage CE, atteste que le ciment qui la porte est conforme au niveau de qualité requis par le marché français en fonction des conditions climatiques et environnementales ainsi que des techniques de mise en œuvre. Elle implique que le niveau de contrôle des ciments est bien celui qui a fait la notoriété et le succès de la marque NF_Liants hydrauliques.

Avec le double marquage CE + NF, les produits ne changent pas.

Cette "information brève" est extraite d'un dossier rédigé par Cimbéton pour une conférence de presse, consacrée à la nouvelle norme européenne des ciments, qui s'est déroulée le 19 avril. Une information plus complète figure dans la rubrique "Réglementation, Calculs" du présent bulletin.

■ Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

La préservation des fondations des ouvrages et des bâtiments anciens – Conforter et réparer – 2 ^{ème} partie	18 et 19 septembre 2001
Troisième conférence internationale sur les ponts en arc (Paris)	19 au 21 septembre 2001
Protection anti-corrosion des ouvrages en acier : Diagnostiquer et traiter	2 et 3 octobre 2001
Conférence internationale Albert Caquot – Modélisation et simulation en génie civil : de la pratique à la théorie (Paris)	3 au 5 octobre 2001
Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence : le guide de conception et le logiciel de calcul	3 octobre 2001
Les ouvrages de protection contre les avalanches et chute de pierres	9 au 11 octobre 2001
Conception des ponts non courants	16 au 18 octobre 2001
Eurocodes 3 et 4 : Conception et calcul des ponts métalliques et mixtes	6 et 7 novembre 2001
La démarche Qualité dans le domaine des ouvrages d'art : les fascicules 65 A et 65 B	20 novembre 2001
La démarche Qualité dans le domaine des ouvrages d'art : son application au chantier	21 et 22 novembre 2001
Evacuation des eaux des ponts routiers	27 novembre 2001

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

Renseignements concernant les cycles internationaux : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

■ Formation ESTP dans le domaine des ouvrages d'art

Résistance des Matériaux 1 ^{er} degré (6 jours)	11-12/18-19/25 au 25 septembre 2001
Structures zen béton armé 2 ^{ème} degré (6 jours)	6-7/20-21 novembre/4-5 décembre 2001
Initiation et calculs pratiques des ouvrages particuliers en bétons (6 jours)	13-14/27-28 novembre/11-12 décembre 2001
Construction métallique 1 ^{er} degré (4 jours)	25-26 septembre/2-3 octobre 2001
Structures métalliques et mixtes vis-à-vis de l'incendie	4 et 5 septembre 2001
Pathologie et réparation par injection des ouvrages d'art	16 au 18 octobre 2001

Renseignements et programmes détaillés des stages ESTP : Formation Continue – Laurence ALBERT 01 44 41 11 35

COMITÉ DE RÉDACTION

SETRA :

Mme Abel-Michel,
MM. Bouchon, Millan

CETE :

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

DDE :

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

LCPC :

M. Godart

IGOA :

M. Bois

Coordination :

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

Réalisation :

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

Flashage :

13e heure • Tél : 01 40 47 85 27

Impression :

MC Graphic
Tél: 01 34 04 32 00

ISSN :

1266-166X



Le kiosque du SETRA

PUBLICATIONS

■ Travaux de construction des ponts en acier

Éléments techniques, textes, application

GUIDE DU MAÎTRE D'ŒUVRE

• Réf. F0039 – 268 pages – Prix : 200 F

Ce guide s'adresse aux maîtres d'œuvre publics chargés de la construction d'un pont en acier, et à leurs intervenants (bureaux d'études, inspecteurs de travaux...). Il traite certains aspects de la maîtrise d'œuvre, notamment la consultation des entreprises et la surveillance des travaux.

Il ne traite pas la conception des ouvrages ; cependant, certaines indications, par exemple celles relatives au choix des aciers et aux types de soudures, peuvent être utiles dès la phase de projet.

Seuls les sujets spécifiques aux ponts en acier sont traités.

- Les chapitres 1 à 4 sont consacrés aux produits de construction et à leur mise en œuvre. Ils portent sur les aspects technologiques auxquels sont le plus souvent confrontés les maîtres d'œuvre lors de la mise au point du marché et de l'exécution des travaux.
- Le chapitre 5 passe en revue les textes de référence utilisables pour les spécifications techniques des marchés : CCTG, normes, autres textes.
- Les chapitres 6 et 7 décrivent les dispositions visant à assurer la conformité aux spécifications : certification des produits et des services, assurance de la qualité.
- Les chapitres 8, 9 et 10 fournissent des éléments pour l'application pratique par le maître d'œuvre. Ils correspondent chacun à une phase des opérations : consultation des entreprises, préparation des travaux, exécution des travaux.

■ STER 81 – Mise à jour n° 2

Réfection des étanchéités et des couches de roulement des tabliers d'ouvrages d'art

• Réf. F0112 – 16 pages – Prix : 50 F

Ce court fascicule vise à donner quelques exemples de solutions pour traiter une reprise, entre une étanchéité ancienne en place et une nouvelle. Cette situation peut, par exemple, se rencontrer dans les cas suivants :

- réparations localisées de structure nécessitant une mise à nu de la dalle support de l'étanchéité,
- reprise d'équipements latéraux,

- réparations localisées et ponctuelles de l'étanchéité, etc.

C'est un complément au sous-dossier traitant de la réfection des étanchéités et des couches de roulement sur les ponts du guide STER 81. Il constitue la mise à jour n° 2 de ce guide STER 81.

Ce document est principalement destiné à tous ceux (projeteurs, gestionnaires, maîtres d'œuvre, entreprises, etc.) qui ont à réaliser ce genre d'interventions.

■ Avis techniques – Étanchéité

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
IR 3360-400	INTERDESCO	02/2001	02/2006	FATET01.01
SOPRALENE FLAM ANTIROCK ASP SR /Elastocol	SOPREMA	02/2001	02/2006	FATET01.02

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

LOGICIEL

■ Logiciel MUR

Calcul des murs de soutènement

Version 1.06 – Mars 2001

• Réf. L 50-0103 – Prix : 9000 F

(Coffret : manuel + CD-Rom + disquette)

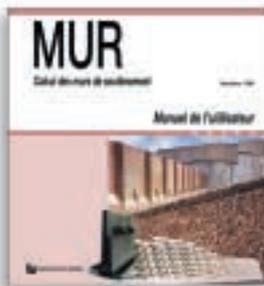
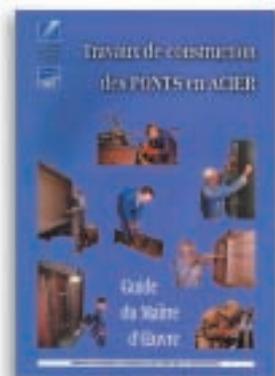
Le programme MUR justifie la stabilité et optimise la géométrie des murs de soutènement en té renversé et des murs poids. Pour les murs en béton armé en té renversé, il détermine également les sections des armatures principales.

Les justifications relatives à la stabilité du mur sont conduites aux états limites ultimes et de service, selon des règles nouvelles issues d'une extension du Fascicule 62 du Titre V du CCTG et sur le document du Setra intitulé "Les ouvrages de soutènement – Guide de conception".

Le programme MUR détermine automatiquement l'angle de la poussée des terres sur un écran fictif vertical passant par l'arrière du talon du mur, par la méthode de Culmann.

Un module d'optimisation détermine les dimensions des semelles des murs en té ou les largeurs à donner à la base des murs poids.

Le programme peut être installé sur tout micro-ordinateur de type PC équipé des systèmes d'exploitation Windows 95, 98 ou NT.



BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

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

Je désire recevoir _____ exemplaires(s)

Nom et adresse du demandeur : _____

TITRE _____

Réf. _____

Prix Unitaire _____ Prix total _____

Tél. _____

Date _____ Signature _____

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 20 frs pour toute commande inférieure à 150 frs, 30 frs pour toute commande égale ou supérieure à 150 frs

Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 40 frs

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Setra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire (RIB) :

Code banque : 40071 • Code guichet : 92000 • N° de compte : 00001000261 • Clé RIB : 11 • Domiciliation : RGFIN Paris Nanterre

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

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez le formulaire ci-dessous à :

Bulletin de Liaison **OUVRAGES D'ART** • SETRA Communication
46, Avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom : _____ Service, société : _____

Adresse : _____

Tél. : _____ Date : _____

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

