

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'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes



N° 23
Mars 1996

RUBANS D'OR 95

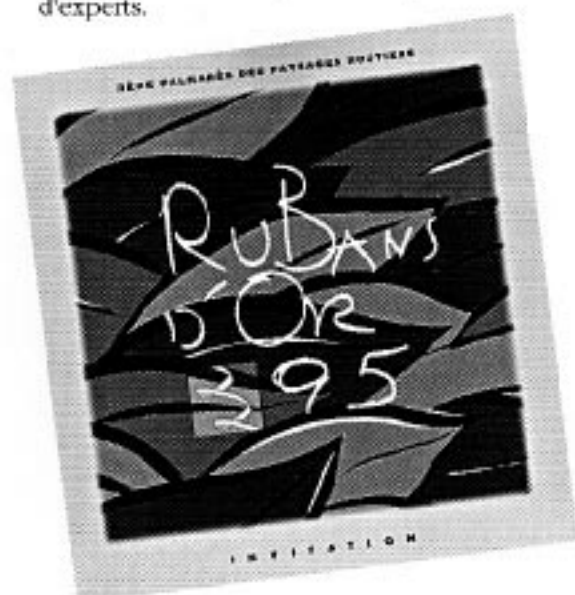
3ème palmarès des paysages routiers

Les Rubans d'Or sont désormais une tradition : 1995 marque la troisième édition de ce palmarès des paysages routiers et c'est le 16 novembre, dans la très belle Salle Le Nôtre au Carrousel du Louvre, que Monsieur Bernard Pons a remis les trophées aux équipes lauréates.

Lancés en 1991 à l'initiative de la Direction des Routes, les rubans d'Or sont l'occasion de faire le point et de montrer au public une cohabitation harmonieuse entre les nouveaux ouvrages routiers et le paysage. Pour l'édition 1995, trois nouvelles catégories ont été ouvertes à la compétition : Autoroutes et voies rapides urbaines, Ouvrages antibruit et Aménagements particuliers.

Le jury, composé de personnalités éminentes, reconnues dans leur discipline, s'est montré très exigeant et a tenu à renforcer la valeur des trophées. Il a poussé la démarche plus en avant et l'esprit novateur de certaines réalisations l'a conduit à créer deux nouvelles distinctions : les "Rubans Verts", symbole du mariage entre paysage et écologie et un "Grand prix du jury" destiné à récompenser un ouvrage d'exception : le Pont de Normandie.

Ce jury, sous la présidence de Monsieur Christian Leyrit, a sélectionné vingt-deux lauréats parmi les cinquante quatre ouvrages nommés qui lui avaient été présentés par le Comité d'experts.



Le Palmarès

■ Catégorie Grands Ouvrages d'Art

Or, Grand prix du Jury	Pont de Normandie - A 29	DDE Seine-Maritime
Or	Pont de l'Iroise - RN 165	DDE Finistère
Argent	Viaduc du Ligron - RN 88	DDE Haute-Loire
Bronze	Pont canal de Carentan - RN 13	DDE Marche
Mention spéciale	Pont sur l'Ante à Falaise - RN 158	DDE Calvados

■ Catégorie Petits Ouvrages d'Art

Argent	Arc d'Antrenas - A75	DDE Lozère
Bronze	Passerelle à Houdan - RN 12	DDE Yvelines
Mention spéciale	Passage à faune forêt de Hex - RN 31	DDE Oise

■ Catégorie Routes Nationales

Or	RN 166 - Elven / La Chapelle Caro	DDE Morbihan
Argent	RN 12 - Déviation de Houdan et de Bazainville	DDE Yvelines
Bronze	RN 102 - Créneau de Rolandy	DDE Ardèche

■ Catégorie Autoroutes Interurbaines

Or	A 26 - Châlons-sur-Marne / Troyes	SANEF
Argent	A 5 - Sers / Troyes	SAPRR
Bronze	A 75 - Déviation de La Mothe	DDE Lozère

■ Catégorie Autoroutes et Voies Rapides Urbaines

Argent	A 86 - La Courneuve / Aubervilliers	DDE Seine-Saint-Denis
Bronze	RN 28 - Rode nord-est de Rocen	DDE Seine-Maritime

■ Catégorie Aménagements particuliers

Vert	Réserve écologique des Maillys - A39	SAPRR
Vert	Biotope des Taupes à Marolles-sur-Seine - A 5	SAPRR
Bronze	Têtes du tunnel rampe des Commères - RN 91	DDE Isère

■ Catégorie Aménagements routiers en agglomération

Argent	Point d'échange de Beaulieu - A 801	DDE Loire-Atlantique
--------	-------------------------------------	----------------------

■ Catégorie Aires sur Autoroutes

Argent	Aires de Graven et des Rasets - A 5	SAPRR
--------	-------------------------------------	-------

■ Catégorie Ouvrages Antibruit

Mention spéciale	Ecrans acoustiques de La Mothe - A 75	DDE Lozère
------------------	---------------------------------------	------------

RUBAN D'OR Grand Prix du Jury (Série Grand Ouvrage d'Art)

Pont de Normandie, A 29



Photo : G. Forquet

■ **Maîtrise d'Ouvrage** : Chambre de Commerce et d'Industrie du Havre

■ **Maîtrise d'œuvre** : DDE de Seine-Maritime
Mission Pont de Normandie :
Bertrand Deroubaix, Alain Demare,
Roger Lavoué

■ **Concepteurs** : SETRA : Michel Virlogeux

■ **Architectes** : Charles Lavigne, François Doyelle

■ **Paysagiste** : Jean-Yves Bouquot

■ **Mise en lumière** : Yann Kersalé

■ **Entreprises** : GIE Pont de Normandie :
Bouygues, Campenon-Bernard, GTM, SPIE,
Quillery, SOGEA, Monberg et Thorsen,
Freyssinet International, SDEM, Munch-Lozai,
Sécométal, Billfinger Berger.

■ **Experts** : Pr Davenport, Lacroix, Schlaich et
Walther et MM. Brignon, Huet et Mathieu.

■ **Essais en laboratoire** : CSTB, ONERA, LCPC.

RUBAN D'OR (Série Grand Ouvrage d'Art)

Pont de l'Iroise, RN 165



Photo : A. Chauvin

■ **Maîtrise d'Ouvrage** : Etat - DDE du Finistère

■ **Maîtrise d'œuvre** : DDE du Finistère :
François Le Picard, Philippe Redoulez,
Vincent Augustin

■ **Concepteur** : Alain Chauvin, SOGELERG
puis STRUCTURES

■ **Architectes** : René Le Friant, René Terzian

■ **Paysagistes** : Jean-Jacques Morvan,
Bert Mac Clure, Thierry Schnadelbach

■ **Entreprises** : Groupement d'Entreprises
Razel - Demathieu & Bard - Pico

■ **Experts** : Jacques Biétry, Alain Chauvin,
Pr Davenport.

■ **Essais en laboratoire** : CSTB, ONERA

RUBAN D'ARGENT (Série Grand Ouvrage d'Art)

Viaduc du Lignon, RN 88



Photo : DDE 43

- **Maitrise d'Ouvrage** : Etat - DDE de Haute-Loire
- **Maitrise d'œuvre** : DDE de Haute-Loire : Jean Tapadinhas, M. Béal
- **Concepteurs** : SECOA Paris, CETE de Lyon
- **Architecte** : Charles Lavigne
- **Entreprises** : Citra, Baudin-Chateauneuf, Demathieu & Bard

MENTION SPECIALE (Série Grand Ouvrage d'Art)

Pont sur l'Ante à Falaise, RN 158

- **Maitrise d'Ouvrage** : Etat - DDE du Calvados
- **Maitrise d'œuvre** : DDE du Calvados : Olivier Mirwasser, Serge Wallon, Bernard Giguet
- **Concepteurs** : SETRA : Thierry Kretz, Pierre Corfdir ; LR de Rouen : Robert Voiment ; LR de Lyon : Louis Rochet
- **Architecte** : Laurent Barbier
- **Entreprises** : Groupement ACP - Alonso - CMN

RUBAN DE BRONZE (Série Grand Ouvrage d'Art)

Pont-canal de Carentan, RN 13

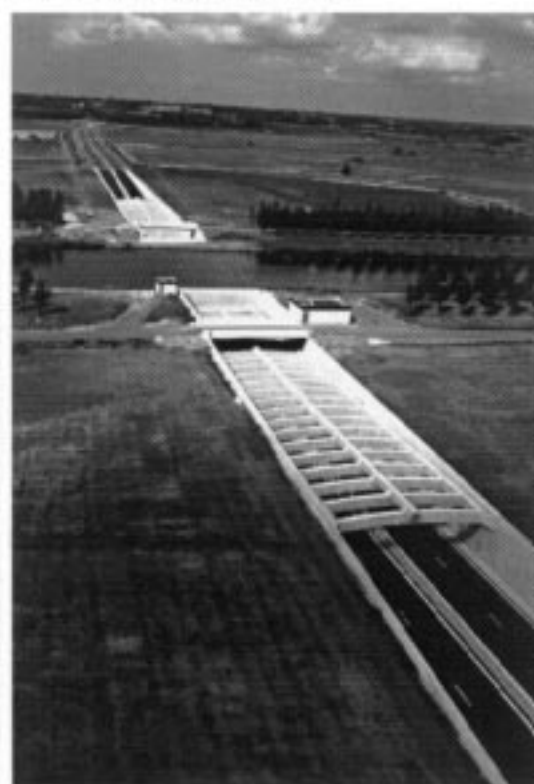


Photo : DDE 50

- **Maitrise d'Ouvrage** : Etat - DDE de la Manche
- **Maitrise d'œuvre** : DDE de la Manche : Pierrick Domain, Jean-Pierre Schampanier, Philippe Desloges, Gérard Lemarquand
- **Architecte** : Charles Lavigne
- **Entreprises** : Quille, ETPO

Photo : G. Forquet



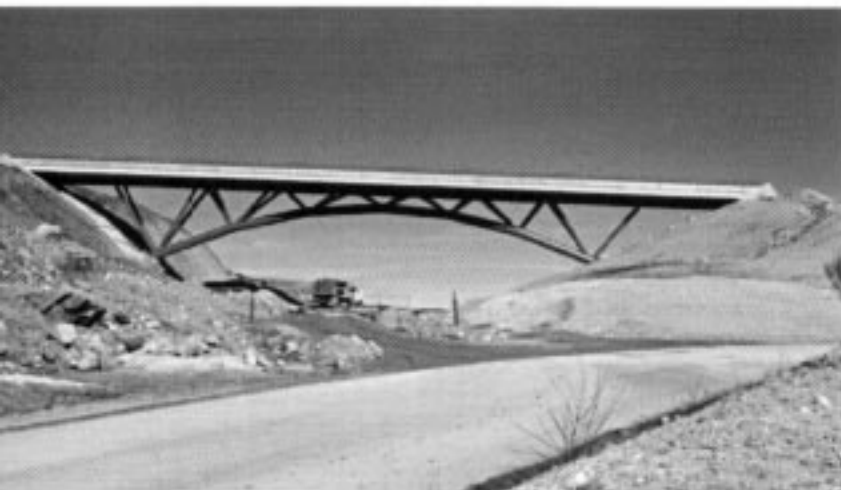


Photo : G. Forquet



Photo : R. Grégoire



Photo : C. Galatry

RUBAN D'ARGENT (Série Petit Ouvrage d'Art)

Arc d'Antrenas, A 75

- **Maitrise d'Ouvrage** : Etat - DDE de Lozère
- **Maitrise d'œuvre** : DDE de Lozère : Claude Ageron, Alain Bourjot, Michel Clément
- **Concepteur** : SETRA : Michel Virlogeux
- **Architectes** : Pierre Deleuze, Frédéric Zirk
- **Paysagiste** : Claude Chazelle
- **Entreprises** : GTM, Richard-Ducros

RUBAN DE BRONZE (Série Petit Ouvrage d'Art)

Passerelle piétons du GR 22

à Houdan, RN 12

- **Maitrise d'Ouvrage** : Etat - DDE des Yvelines
- **Maitrise d'œuvre** : DDE des Yvelines : Xavier Durand-Delacre, Patrick Cary, Roland Ravouna, Daniel Suchère
- **Concepteurs** : SERF : M. Hooprah ; DRE Ile de France : M. Hooghes
- **Architecte** : Patrick Duguet
- **Entreprises** : Campenon-Bernard, Richard-Ducros

MENTION SPECIALE (Série Petit Ouvrage d'Art)

Passage à faune en forêt de Hez

Froidmont, RN 31

- **Maitrise d'Ouvrage** : Etat - DDE de l'Oise
- **Maitrise d'œuvre** : DDE de l'Oise : Jean-Roger Beaudornet
- **Concepteurs** : Patrice Boyer, Stéphane Lelièvre, Creaser
- **Architecte** : Marie-Ange Feneuil
- **Paysagiste** : Entreprise Loiseleur
- **Entreprise** : Rateau

Viaducs du nouveau boulevard périphérique "Est" de Lille

Pour franchir le nœud ferroviaire de la gare de Lille, le Nouveau Périphérique Est de Lille passe en viaducs. Ces viaducs sont constitués de 4 ouvrages indépendants

- 2 ouvrages de 200 m, à 3 travées, assurent le raccordement de la Déviation du B.P. Est avec la Voie Rapide, et,
- 2 ouvrages de 450 m, à 8 travées, assurent la liaison Nord Sud du Périphérique.

Le faisceau de voies ferrées le plus important a une largeur de 95 m qui correspond à la travée la plus importante des ouvrages.

Caractéristiques géométriques

Les 2 petits ouvrages supportent 2 voies de circulation de 3,5 m, avec B.A.U. de 2 m et passages de services de 1 m soit une largeur du



tablier de 11,5 m. Pour l'ouvrage V.R.F., le tracé en plan est constitué d'une courbe de 300 m suivi d'un alignement droit ; le profil en long est une parabole de rayon 3 000 m. Pour l'ouvrage V.R.L., le tracé en plan est constitué d'un alignement droit compris entre deux courbes de rayon 300 m et 240 m ; le profil en long est une parabole de rayon 5 000 m. Le Viaduc Voie Rapide côté Lille (V.R.L.) comprend, surtout dans sa partie Sud, un élargissement du tablier jusqu'à 21,5 m pour permettre à l'ouvrage de porter la bretelle de sortie vers le centre ville. Enfin, le dévers est constant à 2,5 %.

QUELQUES CHIFFRES

● GÉOMÉTRIE

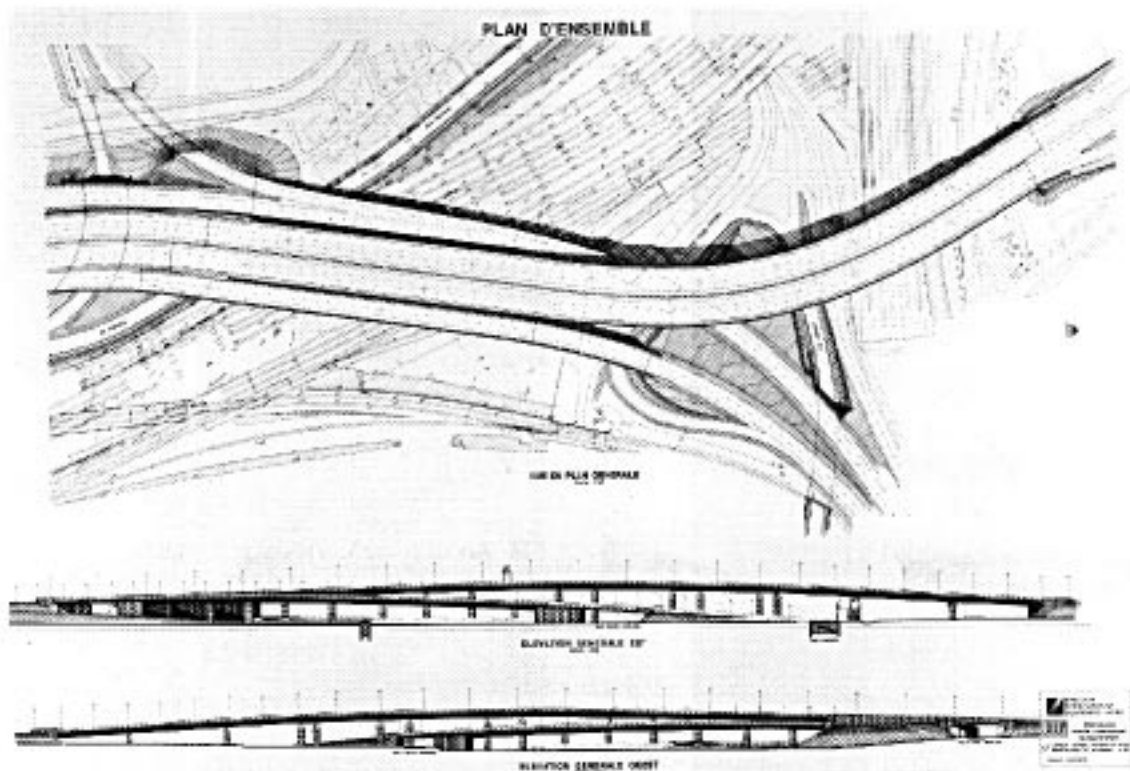
Longueur cumulée des quatre ouvrages : 1 300 m
Largeur 10,5 m ou 11,5 m
Portée maximale 95 m

● APPUIS ET FONDATIONS

14 000 m³ béton armé
Fondations :
52 barrettes 2,7 x 0,6 m.
65 pieux ø 1400 ou ø 1200
6 puits "mécaniques" 3 m x 3 m forés par KELLY
2 puits "manuels" ø 3 m.

● TABLIERS

Surface totale : 18 000 m²
Chapente métallique :
6 500 t.
Bourds B 50 : 7 700 m³



Les 2 grands ouvrages sont parallèles et ont une largeur de tablier de 14,5 m, correspondant à un demi T.P.C., 3 voies de 3,5 m, 1 B.A.U. de 2,0 m et 1 passage de service de 1 m. Le tracé en plan en " S " est constitué de 2 alignements droits raccordés par un cercle de rayon de 240 m. Leur profil en long comprend des rampes de + 3 % et - 5 % raccordées par une parabole de 3000 m pour leur permettre de franchir à mi-distance le viaduc qui assure le raccordement Voie Rapide - Nouveau B.P. Est. Ces caractéristiques géométriques tendues induisent un dévers qui varie de - 2,5 % à + 5 % notamment dans la zone en courbe.

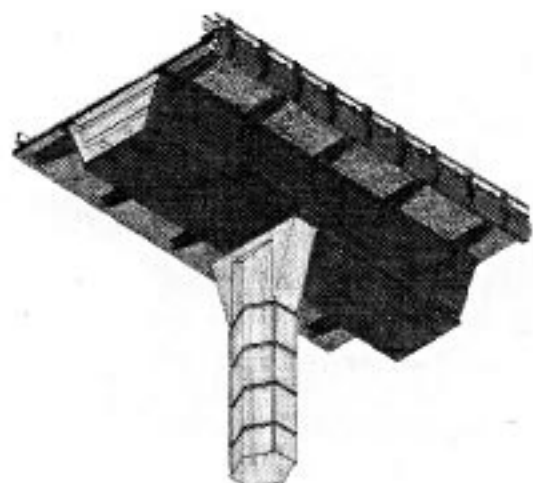
Caractéristiques techniques générales

Les 4 tabliers sont à ossature mixte. La structure acier est constituée d'un caisson ouvert, de 2,75 m de hauteur à âmes inclinées et entretoisé par des diaphragmes réguliers espacés de 5 m. Des consoles rythmées sur les diaphragmes supportent les parties en encorbellement du hourdis.

Le hourdis de 25 cm d'épaisseur est constitué de dalles en béton armé préfabriquées et précontraintes transversalement. Elles sont liaisonnées entre elles et connectées à la charpente au droit des ensembles consoles-diaphragmes et par quatre plots intermédiaires sur les semelles supérieures. L'ensemble de la charpente représente 6 500 tonnes d'acier et la surface totale de tablier est de 18 000 m².

Les fondations

Les ouvrages sont fondés sur fondations profondes. Chaque pile repose sur 4 pieux ϕ 1 400, de 17 m de profondeur. La culée Sud (C1), qui

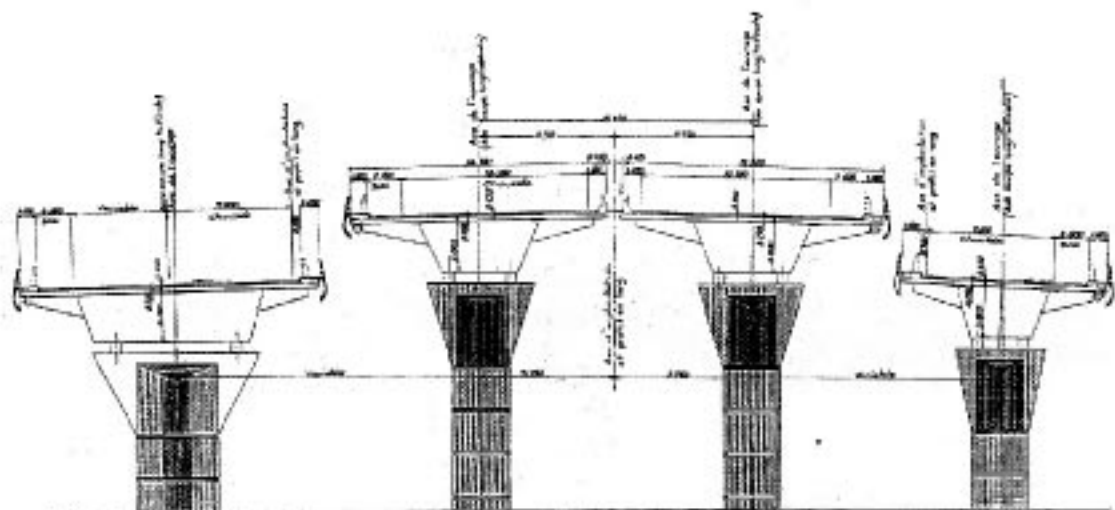


est commune aux 4 ouvrages repose sur une semelle unique de 1 200 m² représentant 2 500 m³ de béton, fondée sur 52 barrettes, 2,7 m x 0,6 m, de 14 m de profondeur. Les culées Nord sont fondées sur des pieux ϕ 1 200 à 12 m de profondeur. Enfin, les appuis en rive du faisceau ferroviaire (P2) sont fondés sur des puits mécaniques de 3 x 3 m et 11 m de profondeur.

Les appuis

Les appuis intermédiaires des 4 ouvrages sont constitués de piles marteaux de hauteur variant entre 7,5 m et 14,5 m dont le fût a une section hexagonale constante de 3,20 m de côté.

L'une des files d'appui (P3) a été réalisée sur le cadre T.G.V. qui sert d'entrée à la gare de Lille-Europe. Les descentes de charge sont reprises sur les parois moulées de 0,80 m de ce cadre par l'intermédiaire d'une semelle de liaison de 2,00 m d'épaisseur, ferrillée à près de 300 kg/m² avec des barres allant jusqu'à ϕ 40. La culée Sud est constituée par un mur de front





en zigzag de 10 m de hauteur dont l'épaisseur atteint 1,80 m. Les culées Nord des grands ouvrages B.P. et des ouvrages V.R. sont également constituées d'un mur de front.

Enfin, le raccordement aux ouvrages existants de la Voie Rapide s'effectue à l'aide d'une culée creuse en béton armé constitué d'un cadre

ouvert. Tous les bétons utilisés sont des bétons non réactifs à l'alcali réaction assurant un niveau de protection C.

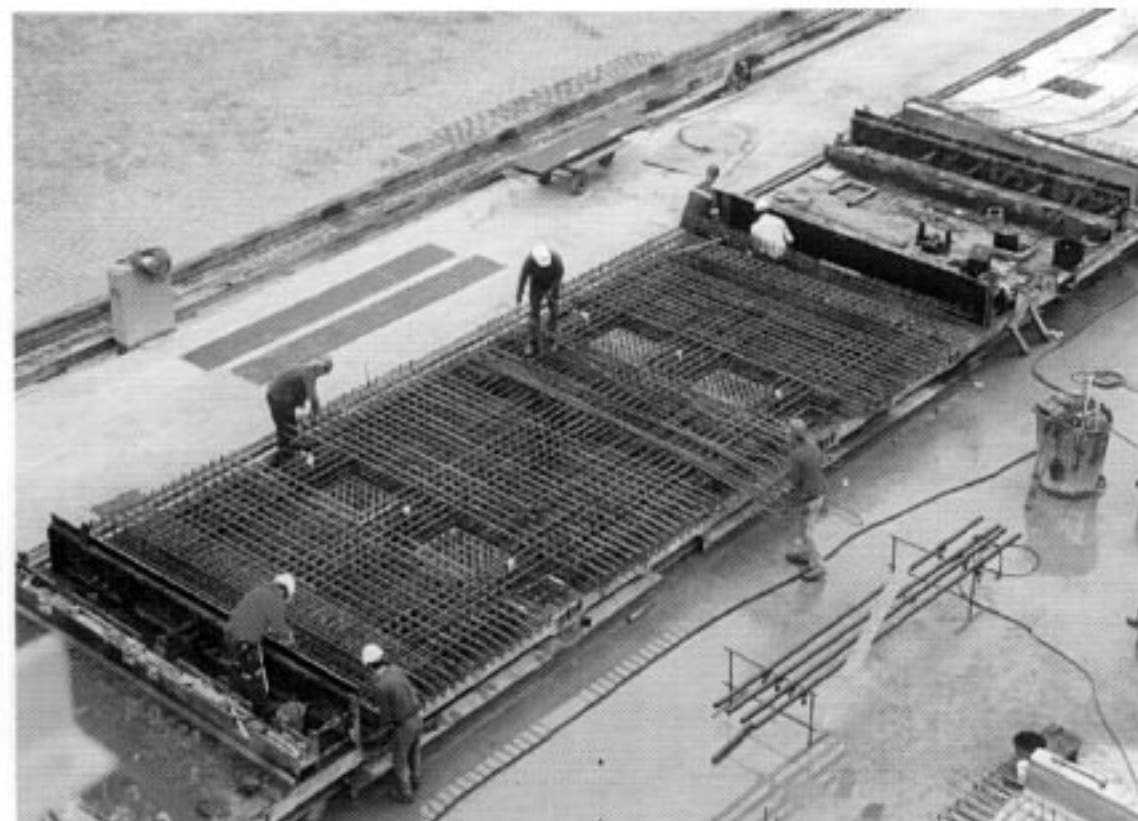
Le caisson métallique

Comme souhaité par Charles LAVIGNE, architecte de l'ouvrage, le fond des caissons est en permanence horizontal et les inclinaisons d'âme constante (cf. coupes transversales). Pour respecter cette contrainte et la géométrie des ouvrages, les âmes sont gauches et de hauteur constamment variable. Les semelles supérieures de tous les caissons sont réalisées à partir de tôles à épaisseur variable pouvant atteindre 135 mm. La connexion avec la dalle se fait par goujons Nelson \varnothing 22 de 20 cm de longueur. Le caisson de l'ouvrage V.R.L. 2, quant à lui, une largeur variable après P3 pour se dissocier en deux caissons indépendants reliés par des pièces de pont entre P 2 et C 1. Au droit de P2, la charpente métallique a été conçue de manière à permettre une bonne diffusion des efforts entre le dernier diaphragme du caisson élargi et les 2 demi P.R.S. intérieurs des caissons indépendants.

Le hourdis

Les contraintes S.N.C.F. nous ont fait opter pour la technique des éléments préfabriqués connectés à la charpente puisque, compte tenu de

Le chevrete d'une pile en cours de ferrailage



Mise en place des aciers passifs des éléments préfabriqués de hourdis

Montage à blanc.
Reconstitution du
caisson en usine



la taille du tablier le poussage de l'ensemble charpente et hourdis a du être écarté.

Les éléments qui ont 5 m de long et la largeur du tablier pèsent jusqu'à 40 t. Ils sont réalisés en B.H.P.50 et précontraints transversalement par 8 monotorons T 15 gainés graissés.

La densité d'aciers passifs dans ces hourdis atteint 300 kg/m³.

La connexion à la charpente métallique se fait au niveau des semelles supérieures du caisson et au droit de l'ensemble pièce de pont (semelles supérieures du diaphragme et des consoles). Chaque élément préfabriqué a donc quatre réservations pour permettre la réalisation de la connexion par plot à travers le ferrailage et les goujons Nelson (entre 15 et 35 goujons par plot de 90 cm x 70 cm) à travers le ferrailage et la liaison entre 2 éléments préfabriqués successifs et la charpente au droit des pièces de pont est réalisée par la mise en place d'aciers transversaux (\varnothing 12) venant relier les attentes des abouts de dalles entre les connecteurs (entre 160 et 230 goujons).

Pour faciliter l'accrochage du béton de clavage, les tranches des zones de connexion sont traitées de manière à accentuer la rugosité des parois et faciliter l'accrochage du béton de clavage. Compte tenu de la forme du tablier les sous faces des éléments sont gauchies et des familles de formes géométriques ont été définies par ouvrage à la préfabrication pour garantir la qualité de la surface de pose sur la charpente métallique.

Le lancement des caissons

La fabrication en usine étant réalisée sur deux sites (LAUTERBOURG chez EIFFEL et LILLE chez F.C.B.) une procédure rigoureuse du suivi de la géométrie a été mise en place dans le cadre du Plan d'Assurance Qualité. Chaque pièce fait l'objet d'une fiche de suivi qui l'accompagne de manière à gérer les tolérances fixées avec l'Entreprise (la tolérance est d'autant plus faible qu'elle conditionne l'interface charpente-hourdis béton, lui-même préfabriqué sur un troisième site). Les tronçons sont assemblés sur un atelier en usine permettant d'associer quatre éléments liaisonnés par cla-



mage provisoire. Cette technique, qui nécessite un chantier réglé de 100 m de long, garantit la forme du caisson qui sera reconstitué sur site.

Les caissons, ainsi fabriqués en usine, sont acheminés sur site par tronçon de + 25 m pouvant peser jusqu'à 100 t. La charpente est reconstituée sur la plate-forme de lancement à



L'ouvrage VRL en
cours de poussage
au dessus des
caténaies

Appareils de
glissement sur pile

partir de montage à blanc effectué en usine sur quatre tronçons au minimum.

Le caisson est lancé sur des équipements qui doivent assurer constamment la qualité de la descente de charges à l'aplomb des âmes. Cette contrainte est accentuée par deux éléments :

- les courbures en long et en plan du caisson,
- la variabilité de la largeur du fond de caisson (de 3,6 m à 9,20 m pour l'ouvrage V.R.L.).

De ce fait, nous avons été contraints de retenir avec l'Entreprise un principe d'une balancelle sous chaque semelle équipée de deux patins Téton de 30 cm x 70 cm et qui assure la surface de glissement.

Pour permettre les mouvements transversaux (glissement et écartement), ces balancelles sont montées sur des châssis de ripage transversal. Ces châssis sont déplacés à l'aide de vérins mécaniques ou hydrauliques ancrés sur un bâti fixe. Les balancelles sont équipées de guides latéraux qui assurent la qualité du mouvement du caisson.

Pour faciliter le déplacement du caisson les semelles inférieures sont enduites de savon noir (on atteint ainsi un coefficient de frottement inférieur à 3%). Enfin, pour faciliter l'accostage, la charpente est prolongée d'un avant bec de 45 m.

La pose des hourdis

Les hourdis préfabriqués sont mis en place par un chariot automoteur se déplaçant au dessus du caisson sur les éléments de dalles à l'avancement de leur mise en place. Ce chariot a été conçu pour permettre, en toute sécurité au dessus des voies ferrées le transport dans le sens longitudinal des dalles et leur pivotage à 90° avant pose sur la charpente.



Le chariot est donc constitué d'un support motorisé qui transporte un châssis de maintenance du hourdis. Arrivé en place, ce support

s'escamote, le châssis est posé à cheval sur la charpente et les derniers hourdis posés. Le hourdis pivote alors pour être positionné entre deux pièces de pont.

Pour éviter la fissuration de la dalle, outre le temps de séchage des éléments, le béton utilisé pour la connexion est un B 50 à retrait limité. Sa formulation (identique à celui des éléments préfabriqués) a été élaborée avec le laboratoire régional à partir d'essais de convenances qui ont analysé à la fois le retrait immédiat et le retrait différé. Il est constitué par :

Ciment CPA CEMI 42,5 PMES	425 kg/m ³
Sable du Boulonnais 0/4 5 H	780 kg/m ³
Agrégats du Boulonnais 5/12,5	500 kg/m ³
12,5/20	540 kg/m ³
Adjuvant SIKA FF 86	1 %
Eau	170 kg/m ³

Enfin, la charpente métallique subit une dénivellation d'appuis préalable et la totalité des éléments sont posés pour charger la structure avant la réalisation du clavage. Pour assurer le contact parfait entre la dalle et les semelles supérieures du caisson, une injection est effectuée après clavage pour combler l'interstice résiduel entre le hourdis et la charpente.

Les équipements

■ L'étanchéité

L'étanchéité retenue est une étanchéité de type épaisse par feuille préfabriquée conforme au F 67 du C.C.T.G. Les passages de service sont, quant à eux, étanchés par un système de film mince adhérent au support, à base de résines polyuréthanes.

■ L'assainissement

L'assainissement est assuré par des tuyaux en PEHD (polyéthylène haute densité) Ø 400. Le phénomène de dilatation très important sur le PEHD a fait l'objet d'études poussées et a obligé à multiplier les manchons de dilatation et les colliers de fixation.

■ Appareils d'appuis

L'ensemble de la charpente métallique repose sur des appareils d'appuis spéciaux à pots d'élastomère, fixes ou multidirectionnels de type VASOFLON.

■ Joints de chaussées

Compte tenu de la longueur des grands ouvrages, les joints de chaussées seront type CIPEC WD ou WP à ancrage noyé boulonné dont le souffle pourra aller jusqu'à 300 mm.

LES INTERVENANTS

Maître d'Ouvrage :
ÉXTI représenté par la D.D.E. 59

Maître d'Œuvre :
Arrondissement GRANDS TRAVAUX - D.D.E. 59
Laurent TNPADINEAS
Serge VILLETTE
Georges TEMPEZ
assisté du B.E.T. E.E.G. et de l'Architecte Charles LANGNE.

Contrôle Extérieur :
Béasit Technique
Ministère
Groupement C.E.T.E.
LILLE et C.E.T.E. DON
(I.O.A. + LABO) assisté du
LABORATOIRE DE NANCY
Canoëus SETRA pour
calculs aux Éléments finis
et rôle expert.

Entreprise Titulaire du marché :
Groupement solidaire
NORPMC S.G.T.N.
BOUYGUES
pour les travaux
généralistes, le génie civil et
les équipements
Groupement solidaire
EIFFEL-NORPMC-S.G.T.N.
BOUYGUES pour le tablier.

Vue générale du chantier en Août 95, ouvrage VRF poussé, ouvrage VRI en reconstitution charpente avant poussage

Serge VILLETTE
I.D.T.P.E. - DDE 59
Chargé de mission
Nouveau Boulevard
Périphérique Est de Lille
Tél. : 20 91 29 89

Le caisson témoin

Toutes les techniques mises en œuvre sur le chantier ont été testées " grandeur réelle " sur un caisson témoin.



Ce caisson témoin, correspondant à un tronçon de 10 m de long entièrement équipé, reprend une synthèse des contraintes de réalisation qui se poseront sur les ouvrages.

Cette option a permis d'expérimenter les conditions d'assemblage sur site des éléments de charpente, la pose du hourdis, sa connexion au caisson (notamment les conditions d'étanchéité

et de réglage à l'interface béton-métal) ainsi que les équipements et leur fixation.

Elle a permis, notamment, le choix du système de réglage du hourdis par tige filetée et surtout le choix du joint d'étanchéité au pourtour de la zone de clavage. Il fallait, en effet, que ce joint supporte la charge de l'élément préfabriqué (jusqu'à 40 t.) et reste étanche dans une gamme de compression que nous avons établie entre 5 mm et 15 mm d'épaisseur. Le joint retenu est le ordomousse en caoutchouc E.P.D.M. cellulaire (à cellules fermées) 30 x 30 mm (qui travaille donc entre 50 % et 83 % de déformation) lequel est réputé étanche sous la pression d'injection ou de bétonnage à partir de 10 % d'écrasement. L'une des faces du joint est munie d'une trame acrylique adhésive qui interdit l'allongement et le décollement par rétraction.

Une telle démarche a permis de mettre en évidence d'éventuelles problèmes et une mise au point des procédures d'exécution avec l'entreprise avant généralisation aux 4 ouvrages. La rémunération et la définition de ce caisson étant explicitement prévues au D.C.E. Il a fait l'objet d'un dossier technique sur ses caractéristiques et les essais qu'il devait reprendre.

S. VILLETTE ■



Un viaduc en « dalle nervurée modulaire » à Marseille

Le projet présenté ici s'inscrit dans la construction de la rocade autoroutière de Marseille. La capitale de la région Provence-Alpes-Côte d'Azur est en effet la seule grande ville de Métropole encore totalement dépourvue de contournement routier. Le tracé de la rocade figurait bien dans les documents d'urbanisme dès les années 30, mais l'urbanisation des faubourgs de Marseille avança bien plus vite que le dossier de rocade, et lorsque l'État en reprit la Maîtrise d'Ouvrage, à la fin des années 70, il se retrouva avec la mission délicate d'inscrire une autoroute entre des grandes barres d'habitat collectif, et au milieu de zones pavillonnaires.

Après la dérive des années 70, il était normal que les riverains du tracé se mobilisent pour éviter qu'un viaduc vienne passer sous leurs fenêtres. L'expression "sous leurs fenêtres" est en fait très modérée : dans certains cas, à Marseille, le viaduc vient carrément obturer les fenêtres en question. On peut donc considérer que l'ouvrage présenté ici est l'un des derniers survivants de l'espèce paléolithique des viaducs urbains ; son architecte, Alain Amédéo et l'équipe de conception de la Direction Départementale de l'Équipement se sont attachés dès l'avant-projet sommaire, à concevoir un ouvrage de qualité, aussi sobre que possible compte tenu d'un environnement urbain très compliqué : une cité HLM en difficulté au sud-est (Frais-Vallon), des îlots pavillonnaires à l'Ouest, un noyau villageois (La Rose) avec sa rue principale et ses commerces au nord-est.

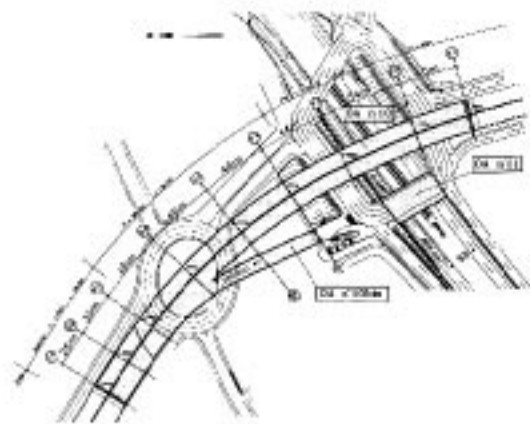
D'emblée, des solutions trop originales ont été écartées - les caractéristiques géométriques du tracé étant de plus défavorables. La solution en cours de construction est assez classique : dalle nervurée en béton précontraint formée de 2 nervures hautes (1,75 m de haut par 1,20 m de large) surmontées d'un hourdis de 25 cm par 11 m de large. C'est l'originalité de son mode



de construction et les problèmes techniques qui peuvent en résulter qui méritent l'attention.

Présentation de l'ouvrage

Le viaduc de Frais-Vallon (OA10) est un ouvrage de 330 m de long en huit travées continues qui supporte la rocade au passage de la dépression naturelle créée par la Vallée du Jarret. En fait, à cet endroit la rivière en question est depuis une vingtaine d'années, busée et déviée sous la chaussée d'une voie rapide urbaine, baptisée "S8", et qui accueille dans son terre-plein central la ligne numéro 1 - ici à ciel ouvert - du métro de Marseille.



La brèche à franchir comporte, du Nord au Sud :

- Un ouvrage pluvial ancien, établi sur sol compressible et en état médiocre, qu'on ne pouvait surcharger par un remblai autoroutier (longueur concernée = 30 m).
- L'Avenue de la Rose, formant à cet endroit un carrefour giratoire échangeant avec l'Avenue de Peypin (ouverture totale 90 m).
- L'emplacement naturel du cours du Jarret, (sur 60 m) qu'on avait entassé de remblayer. Cette solution, a priori plus économique qu'un viaduc fut écartée à l'étude préliminaire à cause de trop fortes sujétions de soutènement et d'encombrement du ter

Tablier de la bretelle muni de ses dalles non encore clavées ni connectées. Tablier ouest : nervures terminées en attente...

Techniques particulières

nain : hauteur à soutenir 8 à 10 m, sous-sol compressible.

- Enfin, l'obstacle le plus marquant du site est constitué par la voie rapide S8, encadrant le métro, à environ 12 m en contrebas de la rocade ; la S8 est elle-même entourée, à moins de 6 m par rapport à la rocade, par un grand carrefour giratoire en projet, permettant les échanges avec la rocade. Cette dernière brèche mesure en tout 150 m.

Le choix du parti

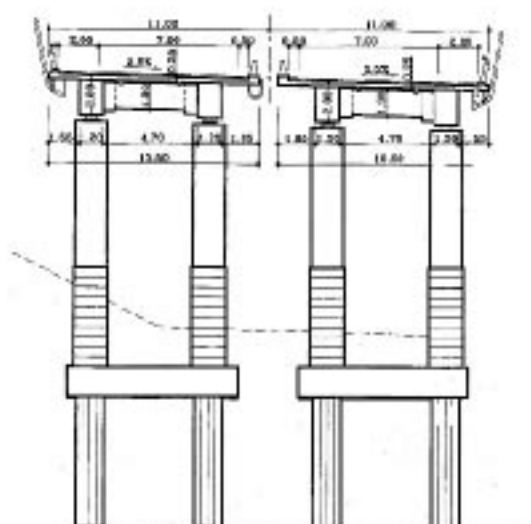
Le profil en long est en pente presque uniforme (4 %) du Nord vers le Sud. Le tracé en plan de la rocade est par contre à cet endroit assez tourmenté, car il doit se raccorder au Nord et au Sud sur des emprises existantes ou sur des ouvrages déjà construits. L'axe comporte donc des cercles de rayons 360 et 600 m, raccordés par des tronçons de clothoïdes ou d'oves. Il s'est avéré impossible d'inscrire un seul cercle de rayon intermédiaire sur ce tracé. Par contre, la relativement faible hauteur au dessus du terrain naturel (moins de 12 m), ainsi que la possibilité d'implanter des appuis - définitifs comme provisoires - dans des zones relativement étendues rendaient possible :

- l'utilisation de moyens de levage classiques depuis le sol pour placer des pièces préfabriquées ;
- la mise en œuvre de soutènements ou cintres.

A l'issue de l'avant-projet sommaire, il fut donc décidé de mener jusqu'à la consultation des entreprises deux solutions dont les appuis avaient strictement la même implantation, mais qui se distinguaient par la structure des poutres porteuses :

- une ossature mixte bipoutre acier + dalle béton collaborante ;
- une dalle en béton précontraint à deux nervures hautes

Les deux solutions présentaient le même encombrement total en épaisseur de structure : hauteur constante (2,00 m) du Nord au Sud, à l'exception d'une augmentation jusqu'à 3,20 m sur les deux piles encadrant la travée la plus importante - et dégageant la plus grande hauteur libre - au droit de la S8 et du métro.

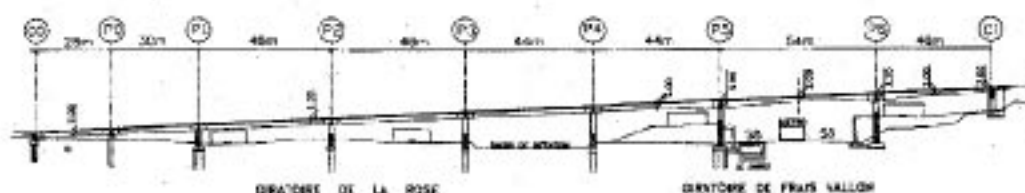


Les portées, du Nord au Sud et dans l'axe de la rocade furent choisies égales à 26, 30, 46, 46, 44, 54 et 40 m. Il faut préciser que l'ouvrage comporte en fait deux tabliers distincts - un par sens de circulation - de 11 m de largeur totale en partie courante. Les appuis étant rayonnants par rapport au tracé, l'ouvrage extérieur (Est) présente des portées légèrement supérieures aux valeurs ci-dessus et l'ouvrage intérieur (Ouest) des portées légèrement inférieures.

Enfin, l'ouvrage Ouest a une structure plus complexe, due à la nécessité de supporter une bretelle de sortie de la rocade qui se détache de l'autoroute sur le viaduc même. On a donc été amené à concevoir, dans les deux solutions, un ouvrage à deux branches (en forme de Y en

Coupe transversale

Coupe longitudinale
Axe Rocade



Coupe longitudinale
Bretelle



plan), chaque branche étant elle-même un bipoutre qui se réunissent en un quadripoint de largeur variable (13 à 20-m) là où la bretelle apparaît puis se détache de la rocade. La surface totale de tablier projeté atteignait 8700 m² environ.

Le projet retenu à l'appel d'offres

La solution mixte partait a priori largement favorite, à cause de sa facilité d'exécution, et des prix couramment pratiqués à l'époque par les entreprises de charpente pour les grosses poutres PRS (8 F/kg, y compris montage). A la suite d'un appel d'offres lancé avec la procédure "Val de Marne", dans laquelle on avait limité la possibilité d'association d'une entreprise donnée ("métallier" ou "bétonnier") à trois groupements, le Maître d'Ouvrage reçut 35 offres (1) : 27 pour le mixte et 8 pour le béton.

Les dix premières offres - par ordre croissant des prix - s'échelonnaient de 55 à 62 M.F. T.T.C., ce qui correspondait à un coût au mètre carré de surface totale compris entre 5900 et 6500 F T.T.C. Un tel niveau de prix était sans doute très conjoncturel (2), presque anormalement bas : l'ouvrage comprend des fondations sur pieux (peu profonds, il est vrai) des parements d'appuis ouvragés et 800 m d'écrans anti-bruit métalliques de 2,50 m de haut sur les deux rives

Parmi ces dix offres, on trouvait 3 propositions "béton" : les première, huitième et neuvième et 7 propositions "mixtes".

L'analyse des offres fut basée, comme annoncé à la consultation, sur la recherche du mieux disant en évaluant essentiellement le sérieux des études de méthode et le sérieux du cadre de PAQ. Cette analyse fit ressortir que parmi les six offres jugées mieux disantes, cinq étaient plus coûteuses de 9 à 15 % que l'offre moins disante, mais que la sixième était la moins disante, proposé par l'entreprise BEC de Montpellier, pour la solution de base tout béton. Sur ces six meilleures offres, d'ailleurs, quatre concernaient des solutions béton. L'association "forcée" de l'acier et du béton resterait-elle donc encore délicate (du moins au stade de la remise des offres, bien sûr...)

Ceci dit, et malgré son niveau très bas, la solution moins disante, se distinguait par l'originalité de sa méthode d'exécution, imaginée en partie, et validée par le bureau d'études EULOGOS, de Marseille. Cette méthode consistait en la construction des nervures seules, sur cintre, par tronçons de 80 à 120 m (3 tronçons par tablier) avec déplacement du cintre et reprise de bétonnage dans la zone de faible



Nervures, bossages, entretoise

moment fléchissant (ici, 0,2 l environ). Les nervures devaient recevoir une première précontrainte appelée précontrainte de passage représentant environ 20 à 30 % du total. Cette précontrainte leur permettait de recevoir le hourdis non participant en restant toutefois soutenues par des palées provisoires intermédiaires limitant les portées libres à 25-30 m environ. Le hourdis devait ensuite être coulé en

3 états d'avancement :
- hourdis en cours de finition (à droite) ;
- nervures seules décoffrées (à gauche) ;
- étaie pour la phase suivante (au fond)



place sur un équipage mobile avec reprise de bétonnage en face supérieure des nervures. La précontrainte de continuité, ancrée sur des bossages à l'intérieur des nervures était ensuite appliquée et les palées provisoires supprimées.

Cette technique s'apparente tout à fait à la construction classique d'un bipoutre mixte acier béton où les profilés reconstitués auraient été remplacés par les nervures coulées en place. L'entreprise pensait pouvoir baisser ses coûts du fait des très nombreux réemplois de matériels de coffrage et d'étaieement standardisés : pour l'étaieement, les tours "Mills" et des profilés HEB sur les passes charretières ; pour les coffrages, banches classiques rectangulaires de 2,50 m à 3 m de haut servant à coffrer les flancs latéraux des nervures.

Aussi, et malgré la crainte que pouvait inspirer un prix aussi bas, le Maître d'Ouvrage attribua-t-il le marché à l'entreprise BEC, moins disante mais aussi parmi les mieux disantes. Le dossier, soumis pour avis au Contrôle des Finances (Commission Centrale des Marchés) ne fut pas retenu pour examen.

L'ordre de service de commencer les travaux fut daté du 16 août 1994, pour un délai d'exécution de 24 mois.

Le chantier

L'ouvrage en cours de construction est donc quasiment conforme à la solution de base tout béton de l'appel d'offres. Le bureau d'études EULOGOS a proposé quelques aménagements

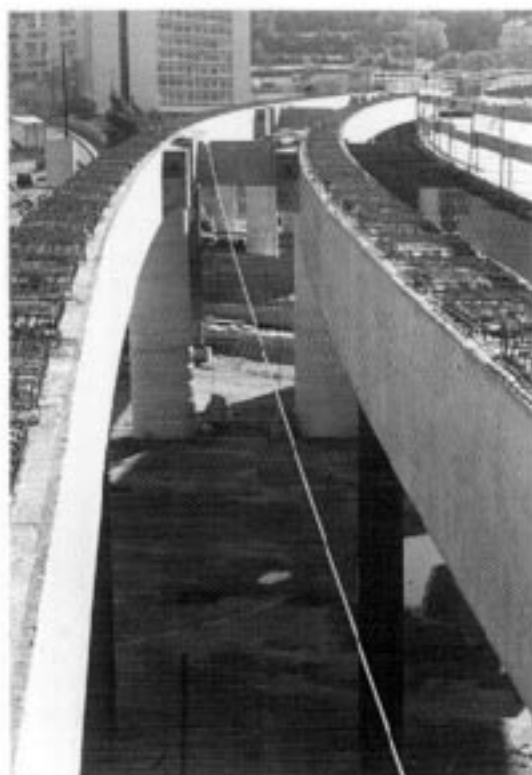
sur les hauteurs de nervures (+ 10 cm) et sur le câblage, dont le principe n'était que suggéré par le dossier de consultation.

Sur ce deuxième point, le bureau d'études a préconisé de supprimer les coupleurs prévus par le DCE aux reprises de bétonnage et d'arrêter la majorité des câbles sur des bossages en saillie sur les faces intérieures des nervures. Il préconisa par ailleurs l'emploi d'unités de précontrainte plus puissantes (19 T 15 S) au lieu des 12 T 15 S prévus au dossier. Ces deux modifications apparurent judicieuses au Maître d'œuvre et à son contrôleur sur le plan technique :

- *L'emploi d'unités plus puissantes permet d'obtenir une meilleure homogénéité de la section, puisque l'augmentation de diamètre de la gaine n'est que de 1 cm ; dans la section courante de nervure la plus encombrée ; sur 1,20 m de large par 1,75 m de haut (2 m²), on trouve entre 8 et 10 unités de 19T 15 S en 2 nappes, unités forcément séparées dans les deux directions du plan de coupe de plus de 10,5 cm diamètre d'encombrement de la gaine (BPEL oblige !). Il aurait fallu 15 unités 12T 15 S en trois nappes.*
- *La suppression des coupleurs relève de la même démarche : des coupleurs de 19T 15 S (Ø 30 cm) auraient par trop affaibli la section de reprise.*
- *En contrepartie, il est vrai, la zone d'appui proche d'une reprise de phaseage d'une nervure est très encombrée...*



Section reconstituée (finitions à venir)



On arrive finalement à un ratio de précontrainte qui paraît raisonnable : environ 90 à 95 kg par m³ de **nervure seule** ou encore 40 à 45 kg/m³, hourdis compris, tout à fait conforme à ce que prévoyait l'appel d'offres.

La dernière originalité concerne la fabrication du hourdis. On a déjà vu que l'offre de l'entreprise prévoyait de couler ce hourdis à l'aide d'un équipage mobile s'appuyant sur les nervures. Dans un souci de minimisation des survols des voies circulées (rues fréquentées, S8, métro) par des pièces complexes - mais aussi sans doute, dans un souci de réduction des coûts - l'entreprise et son bureau d'études ont proposé de préfabriquer ce hourdis en pleine épaisseur (25 cm) par plaques de 2,00 m de long et 8 à 11 m de large (12 à 14 tonnes la pièce), et de venir les placer à la grue à leur emplacement sur les nervures.

Après réflexion, et identification des problèmes qu'une telle technique pouvait poser, le Maître d'œuvre a accepté cette variante d'exécution ; les problèmes que pourrait poser ce procédé sont les suivants :

1. Protection des câbles de précontrainte, sur appui en particulier, là où leur tracé ondulé les place proches de l'extrados des nervures.
 2. Reconstitution du monolithisme de la section transversale - contact hourdis/nervure.
 3. Assurance du monolithisme longitudinal du hourdis (clavages transversaux).
- (2 et 3 sont essentiels pour que le tablier

puisse être justifié en dalle nervurée homogène, tel que prévu au projet).

4. Monolithisme transversal au droit du pied du "Y" du tablier Ouest, où le hourdis, de 13 à 20 m de large, est également reconstitué par deux plaques séparées par un joint longitudinal.

5. Retrait différentiel entre hourdis et nervures. Les éléments de réponse qu'entreprise et Maître d'œuvre ont commencé à apporter de concert à ces objections (il y en a peut-être d'autres...) sont les suivants :

- Sur la protection des câbles (1), le tracé est toujours entièrement intérieur aux poutres, avec les enrobages réglementaires (10,5 cm), même vis-à-vis de l'extrados des nervures. La structure devrait donc offrir une protection au moins égale à celle d'une dalle classique.
- Sur la reconstitution des sections : chaque dalle de 2,00 m de long présente, au droit de chaque nervure, une fenêtre de 1,10 m de large par 1,50 m de long, qui est bétonnée après pose. Cette technique s'apparente à celle de la connexion des dalles de ponts mixtes, les connecteurs étant remplacés par les armatures en attente dépassant de la nervure, qui viennent s'enchevêtrer dans celles de la dalle. Une procédure de pose et de réglage très fine a été fournie par l'entreprise, la position de tous les paniers d'armatures en attente sur les nervures étant précisément repérées en x, y, z.



Paniers de ferrillage en attente sur les nervures

Ferrillage des "connexions" et des clavages transversaux

- Dans le sens longitudinal, le clavage transversal entre deux dalles successives se fait par coulage en pleine épaisseur d'une bande de 30 cm environ, à l'intérieur de laquelle les armatures longitudinales en attente des deux dalles viennent se recouvrir en boucles. Cette méthode impose une sujétion de coffrage par dessous des 30 cm en question mais paraît préférable pour assurer la continuité du hourdis.

Du point de vue de la justification des sections, on peut remarquer que sur 2,30 m de long (valeur de la " longueur d'onde " du dallage), la section est reconstituée de façon morcelée sur 1,80 m : 1,50 m de fenêtre et 30 cm de clavage. Sur les 2 fois 25 cm restants, même si la continuité des déformations longitudinales ne peut être théoriquement assurée entre hourdis et nervures, on peut raisonnablement supposer, par " effet de voisinage ", qu'on reste proche de l'hypothèse de Navier. Par ailleurs, les valeurs du cisaillement à l'interface dalle/nervure, même calculées sur 78 % de la section ($78\% = 1,80/2,30$) ne dépassent pas 2,8 MPa à l'ELU.

- Le joint longitudinal entre les deux demi-tabliers du tronc commun de l'ouvrage Ouest est traité de la même façon ; les entretoises d'extrémité de ce tronc commun sont de plus précontraintes, les entretoises intermédiaires - il n'y a d'entretoises que sur piles - étant par contre interrompues entre les deux demi-tabliers.

- Le retrait différentiel entre nervure et hourdis a été calculé à l'aide de la loi de retrait simplifiée de l'annexe du BPEL. Avec un retard de fabrication du hourdis par rapport aux nervures variant de 1 à 4 mois (valeur réelle du planning), la différence de retrait ne dépasse pas 2×10^{-5} , et elle est de toutes façons largement compensée par la mise en tension des câbles de continuité (70 % de l'effort total de précontrainte). Les dalles du hourdis sont en fait des pièces de béton armé ; leur fonctionnement transversal a été justifié dans l'hypothèse de la fissuration préjudiciable, et leur ferrailage longitudinal, de 1 % de leur section de béton, est sans doute légèrement surabondant.

Le ratio de ferrailage passif s'établit à 40 kg/m² pour les nervures, 200 kg/m³ pour le hourdis, soit 105 kg/m³ globalement. On retrouve les ratios habituels sur ce genre d'ouvrage.

Calculs justificatifs

Le bureau d'études EULOGOS a justifié l'ouvrage à l'aide d'un calcul RdM basé sur une résolution automatisée de l'équation des trois moments : le tablier est une poutre continue à 15 travées en phase provisoire. Sa méthode simulait les phases de construction, mais négligeait les effets de la courbure en plan, des surcharges routières type Bc ou M120 (demandées au CCTP) et adoptait la valeur forfaitaire des redistributions par fluage — a priori peu importantes sur ce genre de structure.

Aspect du câblage au droit de la pile P4 (près d'un joint de phasage)

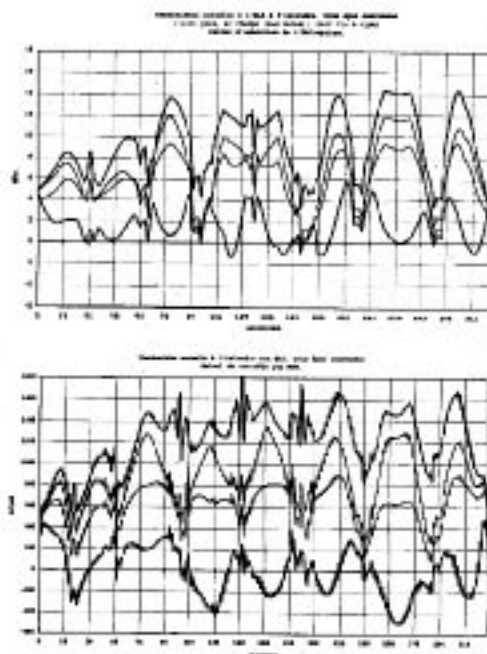


Le Maître d'œuvre a procédé à un contre-calcul à l'aide du programme PCP du SETRA, en prenant en compte la géométrie réelle : le modèle comporte quatre ou huit lignes de "tabliers" le long des nervures et des hourdis associés reliés par des barres transversales simulant le hourdis et par des liaisons rigides verticales. PCP a permis de prendre en compte un peu plus finement le phasage, ainsi que le retrait et le fluage (fluage scientifique).

Les résultats des deux calculs sont assez remarquablement concordants en ce qui concerne les contraintes normales : dans les nervures, celles-ci restent presque toujours et presque partout dans les marges qui autorisent une validation à l'aide de la seule valeur probable P_m de la précontrainte. On note en fait une seule différence significative : sur les 2 piles situées à proximité des reprises de bétonnage, le principe de recouvrement des câbles adopté crée une très forte compression en haut de la nervure - et une légère traction en bas ; ces valeurs, non réglementaires pour la compression (jusqu'à 27 MPa à la mise en tension pour un béton B40 classique) ont été corrigées en descendant légèrement le tracé de deux paires de câbles s'ancrant dans la zone en question.

CONCLUSION

Malgré les incertitudes qui demeurent à ce jour, ce procédé très "modulaire" de construction d'une dalle nervurée précontrainte pourrait permettre à ce type d'ouvrage de concurrencer plus souvent les ossatures mixtes acier-béton, souveraines dans le domaine de portées considérées (40 à 60 m). On peut toutefois penser raisonnablement que le niveau de prix obtenu



De plus, le ferrailage passif de la base des nervures fut par endroits sensiblement renforcé.

Quant aux hourdis, ils sont presque toujours comprimés après précontrainte de continuité dans le sens longitudinal à de sympathiques valeurs (6 à 8 MPa).

sur cet appel d'offres est très conjoncturel — mais c'était aussi le cas, pour la solution mixte.

En espérant que les deux partenaires du contrat (Maître d'Ouvrage et entreprise) garderont un bon souvenir de cette expérience en vrai grandeur et qu'ils pourront la mettre à profit plus tard.

B. PORTIER ■

LES INTERVENANTS

Maître d'Ouvrage :
Etat

Cofinanceurs :
Etat (27,5 %), Région (27,5 %), Collectivités locales (45 %)

Maître d'œuvre :
DDE des Bouches-du-Rhône, Service des Déplacements et Infrastructures de Transport (y compris études de conception, suivi du chantier et contrôle du projet d'exécution)

Réalisation :
Entreprise BEC Frères SA (Montpellier)

Études d'exécution :
ELOGOS Marseille
Surpe Études Marseille

Bernard PORTIER

Assistant CETS - EDE des Bouches-du-Rhône
Chargé du domaine Ouvrages d'Art - SDIT
Tél. 91 28 40 58



Passage à faune de la forêt de Hez-Froidmont

De la motivation à la décision de faire : le pas entre l'aménagement et l'environnement

L'Oise est un département de caractère exceptionnel au niveau européen, par l'écosystème de plaines constitué par la Forêt de Compiègne, le Bois du Roi et la Forêt de Retz dans l'Aisne, celle du Laigue au Nord, de Hez et du Plateau de Thelle à l'Ouest. Cet ensemble forestier est le dernier qui subsiste dans la grande couronne parisienne. Les proportions permettent le maintien réel de la grande faune. Il résulte de l'héritage de rois de France, constitue une image touristique et une coupure verte remarquable.

L'équilibre écologique et la survie des espèces reposent sur le maintien de l'intégrité de l'ensemble, non seulement assuré par les différents massifs, mais aussi par de larges corridors de liaison.

Située entre Beauvais et Compiègne, la déviation à 2x2 voies de la RN 31, à La Neuville en Hez, traverse la Forêt de Hez Froidmont, forêt qui présente de remarquables potentialités fauniques :

- *Le chevreuil compte des effectifs importants : 20 têtes aux 100 hectares. Les déplacements sont nombreux : dispersion vers les boqueteaux en zone agricole l'été, repli vers le massif domania l'hiver.*

— *Le sanglier trouve dans le massif de Hez et ses environs un milieu naturel favorable. Il y est présent de façon permanente (30 têtes) ; le phénomène de déplacement chez le sanglier est important.*

Signalons aussi un groupe important de petits mammifères qui confirme la valeur naturelle du milieu : blaireaux, renards, putois, lièvres...

Au total cet espace forestier de 4 km², au nord d'une forêt de 30 km², représente une formidable voie migratoire indispensable à l'équilibre des populations sauvages et à leur continuité génétique.

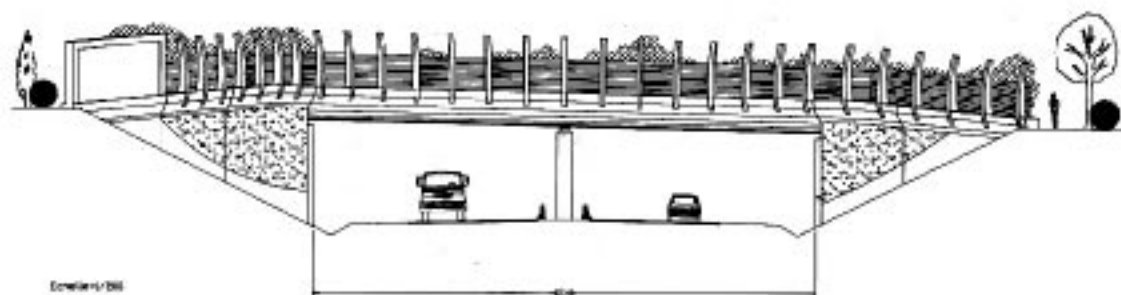
De la décision de faire à la réalisation : un projet suivi pas à pas

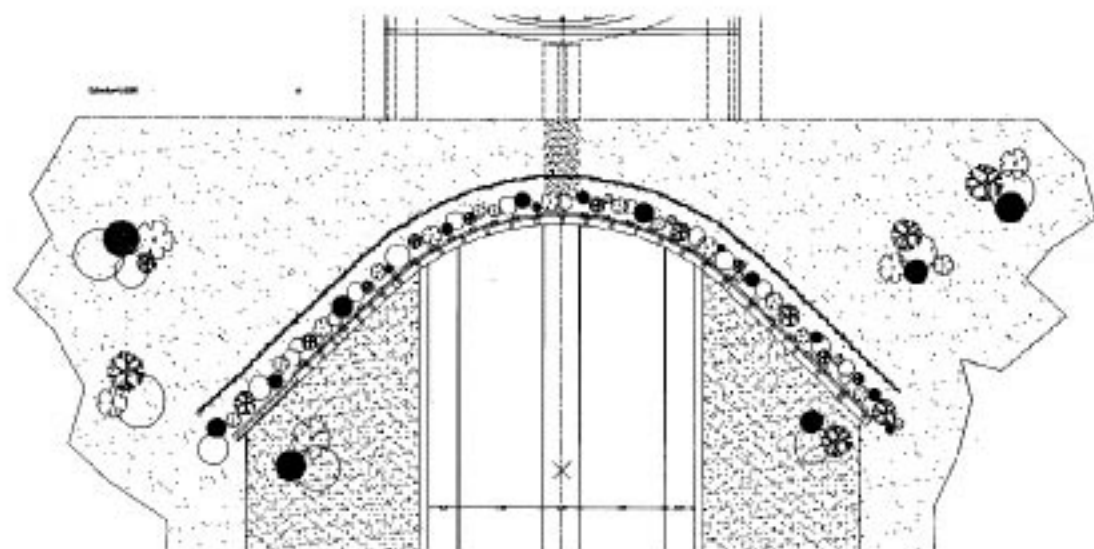
■ Analyse technique

Le choix d'un site de franchissement favorable a été opéré sur la base d'une étude de déplacements de la faune réalisée par l'Association Multidisciplinaires des Biologistes de l'Environnement (AMBE).

Le site a permis de limiter le relèvement de l'ouvrage au-dessus du terrain naturel à 1,40 m garantissant une efficacité optimale, tout en respectant le gabarit routier : 2 x (11 m x 4,6 m). Cette implantation présente l'avantage de supprimer les rampes d'accès à l'ouvrage donnant ainsi une meilleure accessibilité à la faune.

Élévation





Le choix de l'ouvrage réalisé s'est porté sur un passage supérieur à dalle continue en béton armé. Le tablier d'une longueur totale de 29,40 m comporte deux travées symétriques de 14 m. Sa forme "en diaboloid" est délimitée en rive par un rayon en plan de 20,50 m. La largeur du tablier de 27 m aux abouts est ainsi ramenée à 17,20 m à mi-portée.

Les appuis sont constitués par une pile centrale et deux culées remblayées. Le tablier présentant un fort évasement, l'emploi d'une culée remblayée se justifie par la diminution de la longueur du tablier au strict nécessaire.

Les données géologiques du site sont celles d'un substratum crayeux masqué par une couverture d'argile à silex de 2,50 m d'épaisseur. Compte tenu des déblais, les fondations de l'ouvrage se situent dans la craie altérée et sont de type superficiel.

Une particularité de cet ouvrage réside dans le fait qu'il est planté et qu'il doit donc supporter une structure permettant le développement des végétaux dans les meilleures conditions possibles.

Cette structure constitue une surcharge permanente dont l'influence n'est pas neutre vis à vis du dimensionnement de l'ouvrage. De plus, alors qu'habituellement nous mettons tout en œuvre pour récupérer, canaliser et évacuer l'eau, il nous faut, dans le cas présent, favoriser sa présence et le maintien d'une certaine humidité pour permettre le développement harmonieux de la végétation.

Traditionnellement, la technique consiste à disposer par dessus l'étanchéité de la dalle, un filtre constitué d'environ 10 cm de granulats de dimensions variables et sans éléments fins pour assurer l'écoulement des eaux d'infiltration. Ce filtre est lui-même recouvert d'une nappe de géotextile anticontaminante qui supporte une

épaisseur de terre végétale de l'ordre de 30 cm. L'ensemble représente une surcharge de l'ordre de 740 kg/m². Dans le cas du passage à faune de la forêt de Hez Froidmont, nous avons opté pour une structure différente (procédé AGRODIS) permettant de ramener cette surcharge à 350 kg/m².

Ce procédé est constitué d'un drain en polystyrène expansé de haute densité, d'une épaisseur de 4 cm, livré en plaque munies de picots, disposées directement sur l'étanchéité de l'ouvrage. Cette nappe de drainage est recouverte d'un filtre en fibre de polyester non tissé destiné à éviter l'infiltration de particules fines susceptibles de colmater le drain. L'ensemble ainsi formé est recouvert d'une couche filtrante de 10 cm d'épaisseur constituée d'une mousse de résine organique à cellules ouverte (agromousse). Cette mousse qui peut être livrée en blocs parallélépipédiques ou coulée sur place à l'état floconneux, dispose, grâce à sa structure particulière d'une capacité de rétention en eau exceptionnelle pouvant atteindre 50 à 70 % de son volume. Elle constitue ainsi une nappe "réservoir" pour la végétation. Cette nappe est ensuite recouverte d'un filet en polyéthylène tissé de haute résistance et de terre végétale sur 25 cm d'épaisseur minimale. La trame du filet comporte des mailles qui permettent aux racines de s'accrocher. La terre végétale est en fait un mélange terreux composé pour 50 % de terre, 35 % d'agromousse et 15 % de billes de polystyrène (agrostène).

Bibliographie :
Guide technique
SETRA, passage
pour la grande
faune.



PRINCIPALES QUANTITÉS :

Béton B35 : 1640 m³ dont 685 m³ pour le tablier
Arènes : 173t (ratio pour le tablier 140 kg/m³)
Coûts : 3300 m²

LES INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage :

État - DDE de l'Oise

Maîtrise d'œuvre :

DDE de l'Oise Service des
Grands Infrastructures

Financement :

État : 50%, Région

Picardie : 50%

Coût de l'opération :

6,0 MF TTC

Conception :

Maître d'œuvre : Jean-

Roger Besadonnet -

ITPE - DDE 60

Responsable du

Projet : Patrice Boyer -

ITPE - DDE 60

Architecte : Marie-Ange

Feneuil

Réalisation :

Entreprise S.N.C. DUMÉZ

(RATHEAU),

Entreprise Lohseur

(Paysagiste)

Patrice BOYER

I.T.P.E. - DDE de l'Oise

Service des Grands Infra-

structures

Tél. : 44 78 21 15

Stéphane

LELIÈVRE

I.T.P.E. - DDE de l'Oise

Service des Grands Infra-

structures

Tél. : 44 78 21 15

Marie-Françoise

SALON

A.A. - DDE de l'Oise

Chargée de Mission Env-

ironnement

Tél. : 44 06 50 88

L'addition à hauteur de 50 % de matériaux expansés réduit la densité du mélange de 25 à 30 %. L'agromousse améliore le sol par son pouvoir de rétention d'eau et l'agrostène assure l'aération du sol. L'ensemble ainsi constitué, outre ses vertus bénéfiques pour le développement de la végétation, permet de réduire la surcharge à 350 kg/m². L'épaisseur de terre végétale peut, bien sûr, varier en fonction du type de végétation envisagée.

Le coût de cette technique pour l'ouvrage à faune de la forêt de Hez Froidmont s'est élevé à 350 F TTC le m², non compris la fourniture de terre végétale qui était mise à disposition de l'entrepreneur sur stock à proximité du lieu de mise en œuvre.

■ Implantation

Son emplacement a été déterminé après une large concertation entre les services de la Direction Départementale de l'Équipement, l'AMBE, l'Office National des Forêts, la Direction Régionale de l'Équipement, la Fédération des chasseurs. Cette recherche a permis de positionner l'ouvrage sur l'axe de déplacement emprunté par la faune et identifié lors des enquêtes de terrain menées durant les études préalables d'environnement.

■ Intégration

Dans le site boisé de la Neuville en Hez, l'image du passage à faune, dont les dimensions et la géométrie sont certes imposantes, a été réfléchie et composée pour retrouver un équilibre entre le paysage supérieur (la forêt) et le paysage souterrain de la route. L'ouvrage a été travaillé avec la volonté délibérée de scinder le support (tablier, piles, culées) du traitement du franchissement.



L'importance de la partie basse de l'ouvrage, pourtant majeure d'un point de vue structurel, est minorée au profit de l'expression de continuité de liaison supérieure. Les piles, les culées

et le tablier en béton constituent un socle homogène allégé par une mise en forme courbe. Les piles ajourées allègent l'ouvrage par transparence. Les parements des murs en retour et des piédroits des culées sont travaillés pour alléger les volumes par fractionnement.

Les surfaces sont différenciées par une animation des parements à l'aide d'une matrice :

- sur les murs en retour, le dessin reprend l'esprit des courbes communes à l'ensemble des élévations des ouvrages ;
- sur les piédroits, l'alternance des parements brise la continuité de la paroi ;
- sur le socle, le passage proprement dit destiné aux animaux s'exprime par des panneaux en lattes de bois rythmés par des éléments métalliques élancés vers le ciel, identifiant ainsi le passage comme le trait d'union entre deux secteurs désormais séparés par la route.

L'utilisation de techniques d'assainissement spéciales décrites ci-dessus, l'emploi de résines organiques très légères capables de se comporter comme un réservoir d'eau, la mise en œuvre de terre végétale allégée à l'aide de billes de polystyrène ont permis la végétalisation et la plantation d'arbustes sur l'ouvrage, de façon à recréer une zone de taillis qui assure la transition entre les lisières de part et d'autre de la déviation.

De la réalisation à la réussite : il n'y a qu'un pas

Une végétalisation attractive et appétente telle que noisetiers, genêts, cornouillers, aulnes... a contribué dans un premier temps, et contribuera à long terme, à maintenir une circulation animale importante sur l'ouvrage.

L'animation picturale annonce aux automobilistes la destination de l'ouvrage.

Un piège à empreintes constitué d'un lit de sable fin, placé en travers de l'ouvrage, a permis de recenser de nombreux passages d'animaux depuis la mise en service de l'ouvrage en juillet 1994. Les premiers comptages effectués par l'ONF font état d'une circulation intense et continue sur l'ouvrage.

La pose d'un grillage en bordure de la route dans la totalité de la traversée de la forêt complète le dispositif et l'efficacité de l'ouvrage.

**P. BOYER, S. LELIÈVRE,
M.-F. SALON ■**

Étude de la dépose d'un tablier par poussage

Un exemple original d'application de ST1

L'O.A.6 situé sur la commune de Rosny sous Bois, permet à la rue Faidherbe de franchir l'autoroute A86. Cet ouvrage en béton précontraint du type PSIDP à trois travées a été réalisé en 1967. L'implantation de la culée Est empêche la réalisation d'une nouvelle bretelle d'accès à l'autoroute A86. L'allongement de l'ouvrage a été envisagé, mais compte tenu du réaménagement du carrefour voisin, il a été décidé de démolir l'O.A.6, celui-ci ne devant plus supporter de circulation après travaux.

Cette étude a été confiée par la D.D.E. du Val-de-Marne au Groupe Ouvrages d'Art de la D.R.E.I.F. Les contraintes d'exploitation d'A86 n'autorisant pas de coupure prolongée de la circulation, c'est la méthode du poussage qui a été retenue pour retirer l'ouvrage de la brèche. Deux solutions ont été étudiées afin d'établir un dossier de consultation au cours de l'année 1996 :

1. poussage à partir des appuis existants avec précontrainte additionnelle ;
2. poussage sur 2 poutres latérales situées sous le tablier, sans précontrainte additionnelle.

Les calculs de flexion longitudinale ont été faits à l'aide du programme ST1, qui, grâce à ses possibilités de pseudoprogrammation, est bien adapté au calcul itératif de la cinématique de poussage. Daniel Le Faucheur, au S.E.T.R.A., a mis au point le fichier type correspondant à l'occasion de la réalisation du pont de Tarascon.

Mais les caractéristiques géométriques de l'O.A.6 qui n'a pas été spécialement conçu pour la technique du poussage ne permettent pas d'obtenir un pas de poussage commun à l'ensemble des travées exploitable car de valeur trop faible. Cette difficulté a été contournée en exploitant encore une fois le langage de pseudoprogrammation de ST1.

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

L'O.A.6 a été coulé sur cintre au moment de la réalisation d'A86. C'est un ouvrage courbe en plan. Son tracé présente successivement une droite (2,31 m), une portion de clothoïde (21,75 m) et une partie circulaire (32,56 m).

Son dévers varie de 3,6 % à 4 %. Le profil en long est constant avec une pente de 2,3 %. L'ouvrage présente une longueur de 56,50 m (14,10 m - 19,40 m - 23 m) et une largeur de 9,50 m. Le tablier est constitué d'une dalle en béton précontraint de 0,80 m d'épaisseur. Le biais de l'ouvrage varie par ligne d'appui de 36 à 53 grades environ.

■ Câblage du tablier

La précontrainte longitudinale est composée de câbles 12 \varnothing 8 STUP de 54 tonnes de force utile chacun. Elle comprend :

- 26 câbles dans la travée Ouest
- 40 câbles dans la travée Centrale
- 63 câbles dans la travée Est

La précontrainte transversale est composée de câbles 12 \varnothing 8 STUP et n'intéresse que les chevêtres incorporés sur piles. Elle comprend :

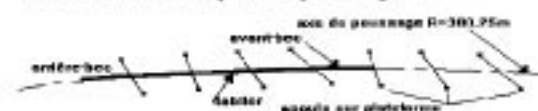
- 9 câbles au droit de la pile Ouest
- 11 câbles au droit de la pile Est

Les réactions d'appuis sous charges permanentes sont :

• culée Ouest	121 t
• pile Ouest	417 t
• pile Est	533 t
• culée Est	234 t

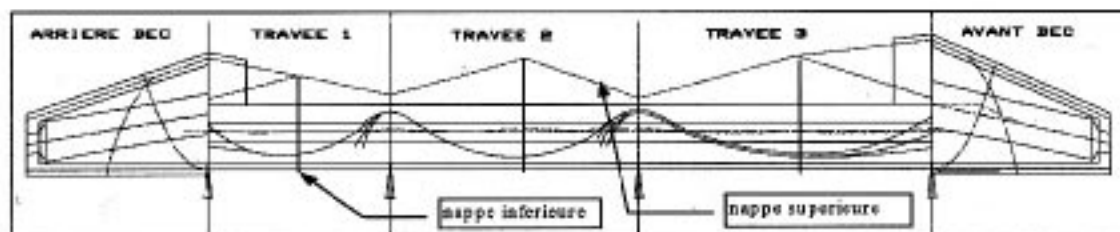
Solution par poussage à partir des appuis existants, avec précontrainte additionnelle.

Le poussage est prévu suivant l'axe du tablier, sur un arc de cercle unique de 300,25m de rayon avec conservation des biais réels. Il est effectué selon un pas de poussage de 2m.



Le dimensionnement de la précontrainte additionnelle a été fait en conformité avec la classe 2 du B.P.E.L. Le béton reste comprimé pendant toutes les phases de poussage. Le calcul conduit à ajouter une force de précontrainte additionnelle de 5500 tonnes, obtenue à l'aide de :

- 13 câbles 12T15 en nappe supérieure
- 11 câbles 12T15 en nappe inférieure.



Planétriement et altimétriquement les nappes de câbles sont déviées au droit des appuis et en milieu de travée. À chaque extrémité du tablier est placé un avant bec ou un arrière bec en béton précontraint de 14,12 m de longueur chacun. Le tablier, est modélisé comme une succession de barres longitudinales suivant l'axe du tablier. Huit barres transversales traduisent les entretoises incorporées au droit des piles et culées et dont la rigidité est supposée très élevée.

Poussage sur poutres latérales sans précontrainte additionnelle.

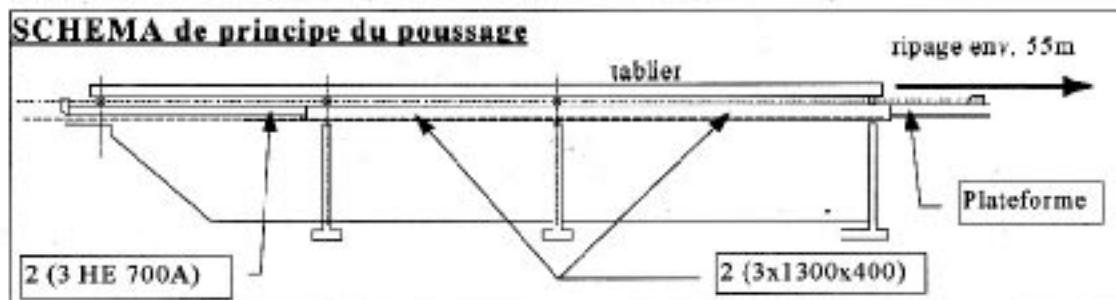
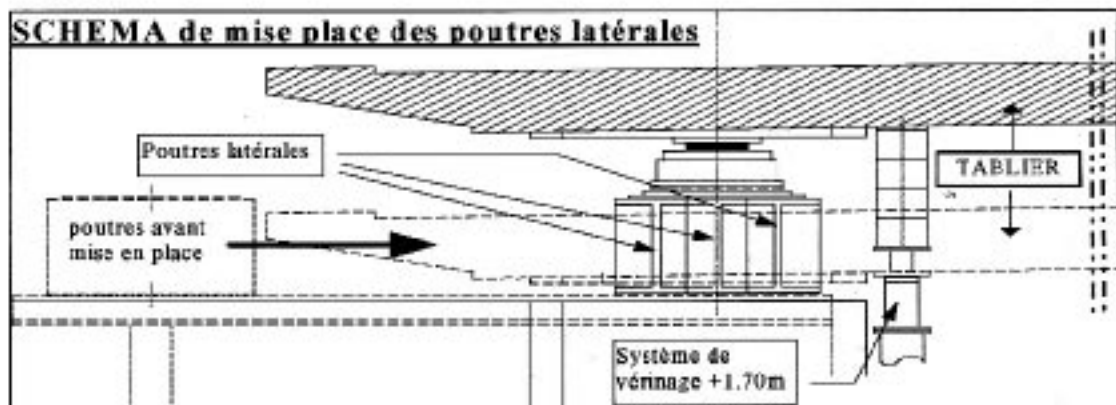
Cette deuxième solution consiste à faire 'glisser' le tablier sur des poutres latérales métalliques s'appuyant sur les piles et les culées. Cette méthode permet de retirer le tablier par poussage sans modifier ses conditions d'appui. Elle a l'avantage d'éviter toute précontrainte additionnelle. Elle pose par contre deux problèmes :

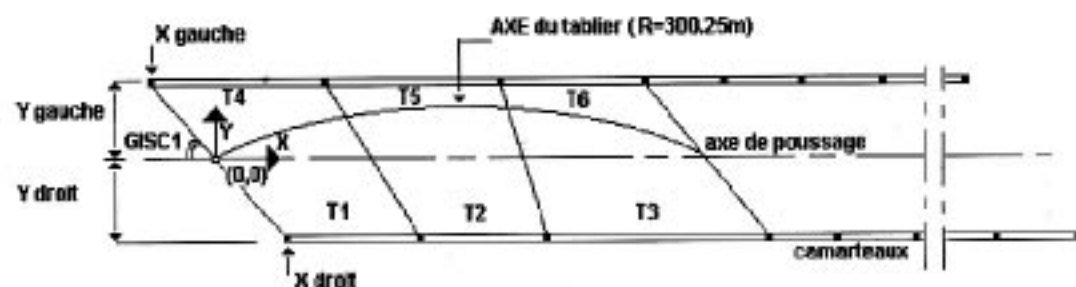
- le gabarit sous ouvrage doit être confortable ;

- les déformations des poutres de glissement au cours de la manœuvre doivent être parfaitement contrôlées.

Modélisation ST1 de la solution par poussage sur poutres latérales.

Transversalement la poutre représentant le tablier s'appuie sur les poutres de glissement par l'intermédiaire de huit barres. Le modèle représentant le tablier glisse sur les poutres de glissement. Cette variante a fait l'objet d'une modélisation particulière pour le calcul 'ST1'. Supposons un ouvrage rectiligne à biais constant et de portées égales. Il suffit de définir un nombre exact d'intervalles sur une travée et de l'appliquer sur l'ensemble des travées. Dans notre cas, les biais et les longueurs des travées sont différents. Le pas de poussage commun à l'ensemble des travées ne permet pas d'obtenir un résultat exploitable car sa valeur est trop faible. La solution proposée consiste à s'affranchir de cette difficulté en adoptant un pas de poussage quelconque et constant. On obtient alors un nombre d'intervalles aléatoires par tra-





vées. A ce stade une simulation du poussage après plusieurs incréments fait apparaître une perte de corrélation entre les points de déplacements et leur appui ; cela engendre une déformation géométrique. Pour pallier à ceci trois conditions sont à réunir :

- chaque appui doit se déplacer suivant une série de points particuliers,
- la ligne de poussage représentant la poutre doit contenir l'ensemble des points de tous les appuis glissant sur cette poutre,
- la modélisation des barres n'est possible que si la croissance des abscisses des points est réalisée.

La programmation sous STI nous a permis d'identifier, classer et rassembler ces points de façon automatique et paramétrable.

■ Principe

Le principe consiste à concevoir deux modèles. Le premier représentant le tablier se déplacera sur l'autre représentant les poutres de glissement. Le modèle des poutres est constitué de barres de longueur variable afin de maintenir les biais durant le déplacement. Leur gisement est identique à celui de l'axe de poussage, lui-même défini par la corde joignant les extrémités de l'arc formant l'axe du tablier.

Le modèle du tablier est représenté sous la forme d'une poutre composée de barres longitudinales suivant l'axe du tablier. Des barres transversales au droit des piles et culées déterminent les entretoises dont la rigidité est supposée très élevée et viennent s'appuyer sur les poutres de glissement. Sur la plate forme de réception des camardeaux sont placés tous les 3 pas de poussage. Le poussage du tablier s'effectue avec un pas de 2.00m.

L'incrémentaire ainsi que la gestion des nœuds et des barres pour respecter les biais pendant le poussage représentent la plus grande difficulté lors de la constitution du fichier de données. De ce fait les abscisses de la structure du tablier et la définition des barres

des entretoises sont recalculées à chaque pas de poussage. Ce procédé permet de simuler le glissement sur les poutres latérales. Chaque poussage correspond à un cas de chargement contenant les déformations du tablier sous poids propre. Les enveloppes des réactions d'appui, des sollicitations, des contraintes et des déformations sont également calculées. Le listing correspondant à ce fichier est joint en annexe au présent article.

Conclusion et perspectives

La pseudoprogrammation jointe en annexe résume le poussage d'un pont courbe de travées et de biais variables sur deux poutres rectilignes reposant sur des appuis ponctuels. Les calculs prennent en compte l'interaction entre les deux structures souples : celle du tablier et celle des poutres de glissement. Ceci nous permet d'avoir l'état des contraintes du tablier à toutes les phases du poussage. Cet état de contrainte peut être modifié en changeant les moments d'inertie des poutres de glissement. Dans le cas d'un ouvrage de ce type mais avec des caractéristiques différentes, la pseudoprogrammation développée ci-dessus ne peut être appliquée brutalement, par contre son principe est exploitable. La perspective d'une généralisation demanderait un développement supplémentaire.

La solution de poussage à partir des appuis existants nécessite des avant et arrière becs, ainsi qu'une précontrainte additionnelle, ce qui nécessite une préparation importante du tablier. La solution de poussage sur poutres latérales ne nécessite aucun aménagement du tablier, par contre les membrures supérieures des poutres doivent être équipées de plaque de glissement inox. Les déplacements s'effectuent sur vérins, ces derniers étant nécessaires pour reprendre des déformations excessives des poutres lors du poussage.

H. MARION, J.C. MOREAU ■

Henri MARION

Ingenieur
DREIF Vincennes
DETOM - GOA
TÉL : (1) 49 57 56 55

Jean-Claude MOREAU

Assistant technique
DREIF Vincennes
DETOM - GOA
TÉL : (1) 49 57 56 55

Fondations mixtes semelle-pieux

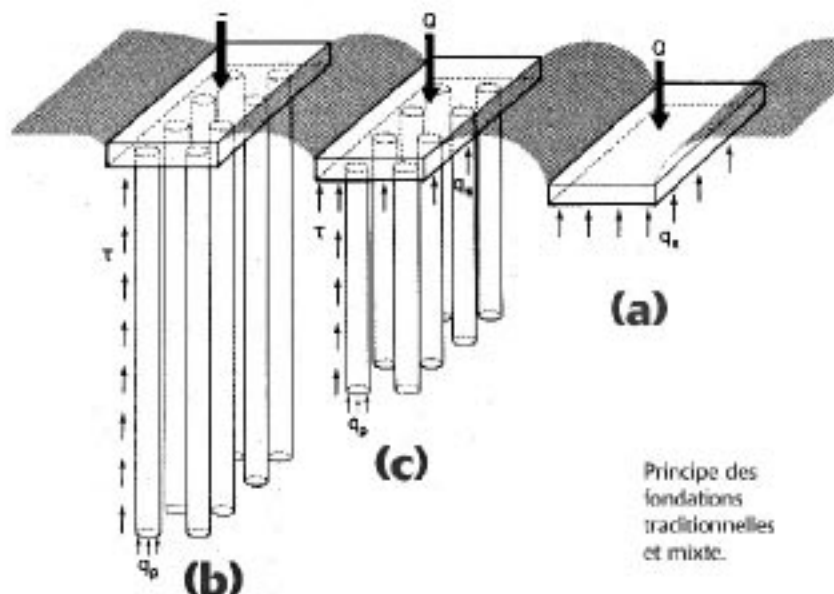
Depuis maintenant presque vingt ans, quand a débuté l'examen de son mode de fonctionnement, la fondation mixte, associant rigidement semelle et pieux, est une méthode opérationnelle de conception de fondations. Alors qu'elle est très utilisée et objet de recherche à l'étranger, son principe, malgré des réalisations sans doute ignorées, n'a pas connu en France le développement qu'on pouvait en espérer. Il est vrai que la méthode, pour les ouvrages d'art, ne fait pas l'objet d'un texte réglementaire, même s'il existe une note d'information technique du LCPC¹ largement diffusée, et ayant reçu l'approbation du COPREC (Comité professionnel de la Prévention et du Contrôle Technique), dont la compétence s'étend particulièrement au domaine du bâtiment. Cette information rappelle donc le principe de la fondation mixte et cite quelques applications dont elle a fait l'objet.

Coût des fondations

On peut dire très généralement, que pour des sols de qualité décroissante, le coût des fondations d'un ouvrage donné est, au contraire, croissant. Pour les sols les meilleurs, les constructeurs ont, de tout temps, fondé les édifices sur des fondations de surface ; pour les moins bons, l'imagination et l'expérience les ont conduits à concevoir des dispositifs très divers usant de la rigidité ou de la souplesse, et dont certains sont très anciens. Depuis une vingtaine d'années une meilleure connaissance des mécanismes d'interaction entre sol et structures permet de justifier techniquement et économiquement des dispositions constructives diverses relatives aux sols et fondations.

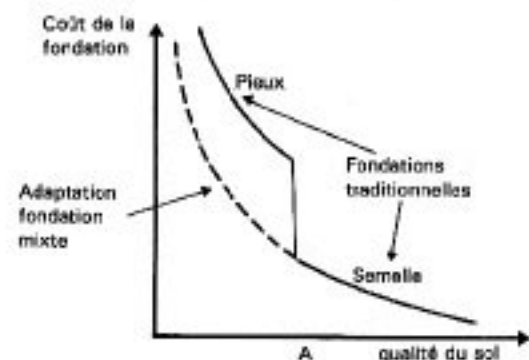
On rappelle ici une possibilité qu'offre l'association de deux types de fondations traditionnelles, au comportement connu, et pour lesquels on peut tirer profit des mécanismes d'interaction mutuelle et parvenir ainsi à des solutions intéressantes.

Les deux modes de fondations les plus courants sont les fondations superficielles, rigides



Principe des fondations traditionnelles et mixte.

ou souples sur bon, voire médiocre sol et les fondations profondes lorsque le sol de surface est de qualité très insuffisante. Le passage des solutions (a) à (b) n'est pas aisé, et à la progressivité continue de la qualité du sol, correspond souvent une progressivité discontinue du coût des fondations, difficilement acceptable.



Coût des fondations traditionnelles.

On peut rendre à cette courbe coût - qualité, une continuité logique à gauche de A par la mise en place de moyens techniques adaptés à la qualité décroissante du sol. Ce pourra être la simple prise en compte d'un mode de fonctionnement plus réel de la solution (b), où la sous face de la semelle mobilise également des efforts, comme en (a) ; ce type de fondation est dénommé "fondation mixte" (c). Ce pourra être également une "amélioration" du sol médiocre par des éléments rigides s'apparentant à des pieux, non liés à la semelle, et dénommés "inclusions rigides", technique non examinée ici.

Principe et champ d'application de la fondation mixte

Les fondations profondes, quand elles sont nécessaires pour les ouvrages d'art sont reliées en tête par une semelle ou un chevêtre de répartition. Cette disposition n'a pour objet

1. Calcul d'une fondation mixte semelle - pieux sous charge verticale centrée - Note d'information technique LCPC 1998 - 16 p.

qu'une transmission des efforts appliqués aux fondations profondes. Très souvent, du fait de la technique d'exécution utilisée, la semelle qui coiffe les pieux est en contact direct avec le sol sous-jacent ; ce contact, s'il est permanent, fait qu'une fraction des efforts appliqués en tête de la semelle est transmise au sol par cette dernière. Cette fraction est très variable, le contraste de qualité du sol sous la pointe des pieux et sous la semelle étant le paramètre essentiel qui détermine l'intensité des composantes respectives de la réaction à l'effort appliqué à la fondation mixte.

La dénomination "fondation mixte" s'applique à l'ensemble semelle et pieux, conçu et calculé en tenant compte des possibilités réelles de mobilisation simultanée des efforts dans le sol, par ces deux éléments. Une telle conception de fondation n'a d'intérêt que si le sol permet une mobilisation substantielle d'effort sous la semelle. Deux conditions au moins en excluent la possibilité :

- *pieux reposant en pointe sur des sols très résistants, et semelle de répartition reposant sur des sols très compressibles ;*
- *tassement des sols superficiels, supportant la semelle, sous des actions extérieures, telles que remblais, stockages, pompages.*

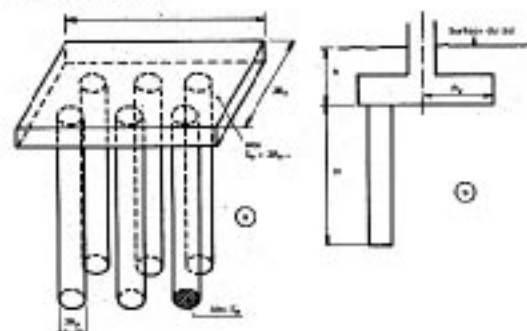
La fondation mixte peut être envisagée avec deux fonctions différentes :

- *comme une fondation classique sur pieux, la prise en compte de la présence de la semelle permettant une réduction du dimensionnement des pieux, au prix d'une légère augmentation du tassement d'ensemble ;*
- *comme une fondation directe sur le sol, à laquelle on adjoint les pieux pour limiter le tassement. C'est le cas, par exemple en bâtiment, des fondations appelées "radier-pieux" ou "radier-brosse", dans lesquelles la longueur des pieux est très souvent inférieure aux dimensions transversales du radier. Outre la réduction des tassements absolus, cette adjonction de pieux réduit bien sûr les tassements différentiels ; les pieux travaillent très souvent près de leur charge critique, voire près de leur charge limite.*

Une application intéressante est l'éventuelle possibilité pour une fondation sur pieux, comportant une semelle ou radier, de supporter, sans reprise en sous-œuvre, des charges nouvelles supérieures à celles pour lesquelles cette fondation avait été initialement conçue. On citera également l'amélioration de la stabilité d'une semelle en tête de talus, par adjonction de quelques pieux pouvant être chargés près de leur charge limite.

Principe de calcul

Le dimensionnement d'une fondation mixte nécessite, outre le calcul de sa charge limite, le calcul de la répartition de la charge entre la semelle et les pieux, afin de s'assurer de l'intensité des efforts vis-à-vis du matériau constituant les pieux ; le calcul en déformation est donc indispensable.



Pour une fondation mixte comportant n pieux la charge limite s'écrit :

$$Q_{L,p,s} = Q_{L,s} + n\mu Q_{sL,p} + nQ_{pL,p}, \text{ où :}$$

$Q_{L,s}$ est la charge limite de la semelle ;

$Q_{pL,p}$ est la charge limite en pointe d'un pieu ;

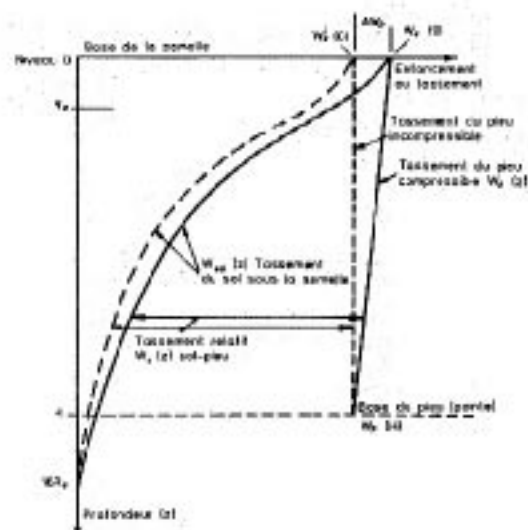
$Q_{sL,p}$ est la charge limite en frottement latéral du pieu isolé de longueur H . Cette dernière charge est réduite, si besoin est, pour tenir compte d'un éventuel effet de groupe des pieux ; μ est un coefficient réducteur tel que $0 < \mu < 1$, et lié à l'interaction semelle-pieux. Il n'y a en effet aucune mobilisation du frottement sol - fût immédiatement sous la semelle ; les enfoncements de la semelle et des pieux y sont identiques et le déplacement relatif sol - pieu y est nul ; μ est en pratique déterminé en admettant qu'il n'y a aucun frottement sur une longueur du fût du pieu, sous la semelle, égale à R_s .

Pour des pieux très courts, l'interaction entre la pointe des pieux et la base de la semelle, rend dépendants les termes $Q_{L,s}$ et $Q_{pL,p}$; aussi dès que la longueur H des pieux est inférieure à la largeur $2R_s$ de la semelle, situation tout de même assez inhabituelle, il est tenu compte de cette interaction, qui traduit, pour la configuration extrême où la longueur des pieux devient nulle, le fait que $Q_{L,s} = Q_{pL,p}$.

Les diverses charges caractéristiques aux états limites de service et ultimes sont déterminées comme dans le fascicule 62 applicable aux fondations superficielles et fondations profondes.

Le calcul du tassement aux états limites de service de la fondation mixte, est basé sur les expressions reliant effort unitaire et déformation pour les différents éléments de la fondation (pointe, fût et semelle). En particulier le

frottement latéral mobilisé à un niveau donné est lié à la différence entre tassement du sol sous l'action de la semelle, et celui du pieu, sachant qu'en tête des pieux cette différence est nulle. L'utilisation de la théorie pressiométrique permet un tel calcul, facilité par un logiciel simple de calcul FONMIX¹.



Principe du calcul du tassement de la fondation mixte

Application sur ouvrages réels

Après une phase conceptuelle vers le milieu des années 1970, et une recherche bibliographique sur le sujet, à vrai dire pauvre, le développement pratique a suivi une progression prudente :

- en 1977 recherche expérimentale en vraie grandeur sur site où les chargements successifs d'une semelle, d'un pieu H et finalement de l'association mixte semelle - pieu H, ont tout à fait répondu aux attentes du modèle et ainsi validé le principe de fonctionnement,
- en 1979, un ouvrage important sur l'Oise classiquement dimensionné sur fondations profondes a été équipé afin de mesurer et calculer les efforts repris à la sous face d'une semelle de liaison ; on a pu ainsi mettre en évidence la potentialité d'une reprise de 35 % environ des efforts du seul fait de la présence de la semelle,
- en 1982, un appui d'un ouvrage important à trois travées de 25 m environ chacune, est dimensionné et conçu en véritable fondation mixte, le sol de caractéristiques modestes (limon, argile à silex et craie) ne s'accommodant pas de semelles et nécessitant obligatoirement des fondations profondes. Pour les deux appuis centraux concernés, l'un a donc été classiquement calculé avec 8 pieux

à 0,80 m de 14 m de longueur, le second pour la même géométrie hors tout à vu la longueur de ces derniers réduite à 8 m. L'appui sur pieux courts équipé de capteurs de pression a permis de suivre pendant la période de construction de l'ouvrage, la part de charge transmise au sol par la semelle. Parallèlement, le suivi des tassements des deux appuis a permis à 20 % près de vérifier les prévisions du comportement, avec en particulier un tassement de 7 mm pour la fondation mixte, légèrement supérieur, comme prévu, aux 4 mm de l'appui traditionnel sur pieux longs.

Après ces étapes de vérification, les réalisations se sont modestement multipliées quoique toutes ne soient pas, loin de là, répertoriées. Il apparaît d'ailleurs que le domaine bâtiment, avec également une variante de la fondation mixte où semelle et pieux sont dissociés, utilise régulièrement ce concept. Parallèlement, les pays étrangers, et là aussi dans le domaine du bâtiment, y font largement appel et l'on ne citera que les Tours Europe de Francfort de près de 200 m de hauteur.

Nous citerons, à titre d'exemple, dans le cadre de la réalisation en cours de l'Autoroute A 29, reliant le Pont de Normandie à Amiens, les fondations particulières du Pont Mobile sur le canal de Tancarville, au Havre. Cet ouvrage autoroutier, exceptionnel par les contraintes qu'il génère, fait 220 m de longueur, et comporte au niveau du canal deux tabliers parallèles, levants et indépendants. Comportant sept appuis, l'appui n° 4 est particulièrement lourd et complexe, puisqu'il recèle l'ensemble des mécanismes de manœuvre des travées mobiles centrales de près de 50 m de portée.

Si l'ensemble des six appuis est fondé sur pieux forés de grande longueur, le n° 4 était lors de la conception, prévu en caisson préfabriqué (22 m x 39 m) de 20 m de hauteur transporté par flottaison et échoué sur une forme draguée et dressée en fond de canal, vers -9 NGF, pour un niveau de plan d'eau à + 3NGF.

La nature des terrains sous-jacents consistent en sable limoneux vasards, peu épais et à draguer auxquels succèdent des sables fins et coquilliers assez compacts sur 12 m, des limons tourbeux compressibles sur 7 à 8 m puis des sables et graviers épais, pour enfin rencontrer le substratum sableux puis argilo-marneux.

En tenant compte d'une surconsolidation 'technologique' liée au creusement ancien du canal, le tassement du caisson a été évalué à long terme à un peu de moins de 8 cm. Une variante

1. Les logiciels du réseau LCPC - LCPC 1991 - pages 36 et 37.

retenue au niveau de l'appel d'offres a conduit à adopter un caisson fondé légèrement plus haut et coulé en place à l'abri d'un batardeau, mais conduisant finalement après vérification à des déformations différées du même ordre de grandeur que précédemment.

Pour pallier cet inconvénient, et donc réduire le tassement à des valeurs raisonnables, une solution d'adjonction de profilés HP 305 battus, de 18 m de longueur et descendus dans les graves a été mise en œuvre. Le dimensionnement d'une telle solution conduisant à long terme à un tassement de 2 à 3 cm avec 75 pieux, la charge pour chacun d'eux dépassant largement la charge critique, une centaine d'éléments métalliques ont été finalement battus ; les constatations faites à partir de mesures topographiques fines ont montré à très court terme des

tassements quasiment nuls (2 à 3 mm), prouvant à l'évidence un comportement des pieux tel que ces derniers ne mobilisent pas leur charge critique ; en outre l'enceinte extérieure des palplanches, descendues 4 m plus bas que le radier et présentant une surface importante au contact des sables compacts, alliée à une capacité en pointe appréciable, a sans aucun doute contribué à réduire les contraintes induites au sein des couches compressibles.

De ce fait, ces constatations montrent probablement une certaine surabondance de sécurité dans cette solution intéressante retenue.

O. COMBARIEU ■

REMARQUES SUR L'ARTICLE D'OLIVIER COMBARIEU.

L'article qui précède met l'accent sur la faible utilisation des fondations dites "mixtes" dans le domaine des ouvrages d'art et fait un point succinct mais complet de leur intérêt potentiel.

Si cet article, rédigé par l'un des meilleurs spécialistes en la matière, ex-membre du groupe de rédaction du Fascicule 62 Titre V, rend parfaitement compte du fonctionnement de ce type de fondation et de l'état actuel des connaissances, il paraît utile de le compléter par quelques éléments de doctrine technique :

— *En premier lieu, il faut insister sur le fait que les fondations "mixtes" constituent une technique à part entière et que, de ce fait, leur utilisation, leur conception, leur dimensionnement et leur technique d'exécution doivent avoir été prévus dès le stade du projet.*

En particulier, il est fortement déconseillé de compter sur la contribution de la semelle pour "faire passer" une fondation sur pieux traditionnelle sous-dimensionnée. D'une part, comme il est détaillé dans l'article, cette contribution ne devient notable qu'une fois la charge ultime des pieux atteinte, ce qui risque de diminuer le frottement latéral de ces derniers dans la plupart des terrains, d'autre part, la portance de la semelle ne peut être significative qu'à condition que des mesures spécifiques soient prises pour ne pas remanier le fond de fouille, ce qui n'est pas le cas pour une fondation sur pieux classique, du fait même de l'exécution de ceux-ci.

— *Par ailleurs, le raccourcissement "économique" n'est jamais aussi net que le laisse entendre la courbe de l'article : le recours à des pieux, même très courts, implique, pour la plupart des techniques de fondations profondes, cer-*

tains postes fixes dont le coût est loin d'être négligeable : amenée et installation du matériel, mise en place de la machine, tubage éventuel en tête, etc. L'amortissement de ces coûts ne peut s'effectuer que sur un grand nombre de pieux, ce qui explique leur utilisation plus fréquente dans le domaine du bâtiment. Pour les ouvrages d'art, en terrain meuble, "le mètre supplémentaire de pieu" ne représente au contraire souvent qu'un coût relativement marginal. Il n'y a donc en général pas lieu d'hésiter à recourir à une fondation "traditionnelle" lorsqu'une fondation superficielle n'est pas envisageable et qu'il est possible de trouver des terrains porteurs à une profondeur raisonnable.

— *Enfin, d'un point de vue plus théorique, il convient d'examiner les différents coefficients γ à retenir, ainsi que le fonctionnement de la fondation sous divers types de combinaison d'actions : quasi permanentes, fréquentes, rares, ultimes, ce qui peut constituer un exercice délicat.*

En résumé, nous pensons que les fondations mixtes peuvent s'avérer très intéressantes dans certaines configurations précises. Dans ce cas, elles doivent être conçues, dimensionnées et réalisées avec la plus grande attention et accompagnées d'un suivi, conformément à ce qu'indique l'article d'Olivier Combarieu. En revanche, on ne doit prendre en aucun cas prétexte de l'existence d'une participation de la semelle à la portance dans le but d'économiser des sommes marginales ou de justifier "après coup" une fondation profonde insuffisante.

A.L. MILLAN ■

Olivier COMBARIEU
Laboratoire Régional des
Ponts et Chaussées de
Rouen
Adjoint au Directeur
G.E.E.E Normande-Centre
Tél. 35 68 81 54

Angel Luis MILLAN
SETRA CTOA
Chef de la Division
Méthodologie et Logiciels
Ex-rapporteur du Fasci-
cule 62, Titre V
Tél. : (1) 46 11 33 41

Pose d'une BN4 sur un pont en service

Valeurs des efforts transmis dans la structure



Présentation générale

L'évolution de la circulation, la modification de la destination de certains ouvrages, un accroissement de la prise en compte de la sécurité, la mise au point de nouveaux dispositifs de retenue, ... sont autant d'éléments qui concourent les gestionnaires à souhaiter, à juste titre, améliorer la sécurité sur un certain nombre d'ouvrages conçus à une époque pas encore très éloignée mais qui ne correspondent plus au niveau de service des ouvrages construits à ce jour.

Quand on envisage de placer une barrière pour assurer la sécurité contre la chute de véhicules lourds, car de 12 t ou similaire, les solutions connues et éprouvées que sont les dispositifs de retenue de type : DBA, BHO ou BN5 sur longrine ou non, ... ont montré leurs limites ; en effet, leur principe de fonctionnement interdit de les mettre en bord de tablier et on doit donc ménager un espace (passage de service ou trottoir) en arrière qui vient donc s'ajouter à leur encombrement et à la bande dérasée nécessaire pour tenir compte de l'effet de paroi de tout dispositif situé en bord de chaussée.

On a donc recherché des dispositifs de retenue qui pourraient s'ancrer en rive de tablier et l'on a pensé que la BN4, dispositif de retenue de grande diffusion et efficace (vis-à-vis des véhicules lourds) bien connue, serait une solution bien adaptée pour résoudre ce problème.

La principale difficulté à laquelle nous nous sommes heurtés est le mode de fonctionnement de cette barrière, comportant une zone d'ancrage ponctuel par où doivent transiter des efforts importants et concentrés. Or la majorité des ponts construits il y a quelques années ne disposent pas d'encorbellements dimensionnés pour reprendre les efforts dus à un choc de car sur une barrière.

À la lumière d'un certain nombre d'éléments (notamment l'analyse des rapports d'essais), il nous a cependant semblé que les valeurs définies dans le dossier GC 77 pour les efforts à reprendre dans un encorbellement étaient en partie surestimés. C'est pourquoi une étude a été faite pour essayer de mieux cerner la valeur réelle des efforts transmis à la structure sous le choc d'un car sur une BN4. On trouvera, ci-après, les principales conclusions de cette étude menée à partir d'essais dynamiques réalisés dans les conditions du niveau 2b (NF P 98.409). Ces conclusions seront publiées dans le guide GC, actuellement en cours de refonte.

Rappel de la valeur des efforts donnés dans le GC77

Le dossier GC 77, notice 4.1, (§3.3.3, page 12), donne des efforts à prendre en compte pour justifier la résistance de l'encorbellement d'un pont recevant une BN4 :

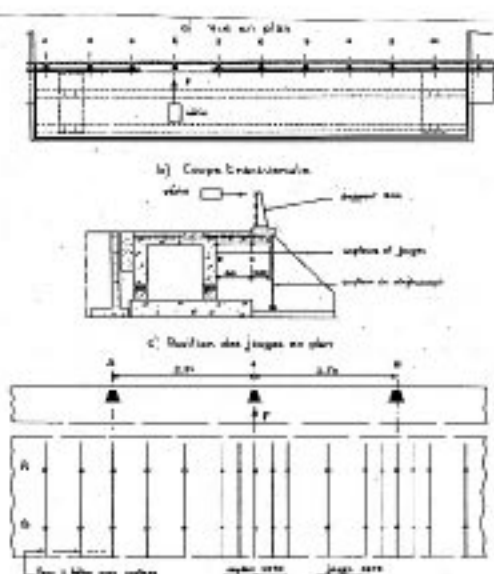
« ...au delà de la zone d'ancrage, un renforcement correspondant aux efforts définis ci-après, appliqués à l'encastrement de chaque support :

- *une force transversale de 300 kN ;*
- *un moment d'axe longitudinal de 200 kN.m »*

Les conditions d'applications de ces efforts sont celles précisées dans un précédent article du présent Bulletin (N°16 de Novembre 1993).

Elles sont à appliquer pour toutes les justifications de ponts neufs. Elles sont vraisemblablement légèrement surévaluées si l'on considère les résultats donnés plus loin, mais cela permet de tenir compte des impondérables et des erreurs de chantier. *Elles vont dans le sens de la sécurité et elles sont donc toujours applicables à tous les projets de ponts neufs.*

Dalle d'essai
(Plan et coupe)



Exploitation des mesures effectuées lors d'essais dynamiques

Une analyse des rapports depuis l'origine des études ayant conduit à la mise au point de la BN4 (analyse faite par M. Ennesser avant son départ à la retraite) a fait ressortir que les valeurs figurant dans le dossier GC77 résultent plus d'une approche sur la base d'essais statiques que véritablement dynamiques.

Dans le but de mieux cerner les valeurs des efforts réellement transmis à la structure lors d'un choc, nous avons réalisé une dalle de pont sur le site d'essais de chocs du LIER (Laboratoire Inrets Equipements de la Route). Cette dalle a été instrumentée pour recueillir, en instantané, les valeurs des efforts durant le choc.

C'est sur cette dalle que tous nos essais de barrières sont effectués, notamment ceux portant sur l'amélioration de la BN4. Lors de chaque essai nous avons exigé la mesure des efforts dans la dalle ; c'est pourquoi, après quelques années, nous disposons d'une série de résultats.

L'exploitation des mesures a été délicate et leur interprétation encore plus car nous étions dans le domaine dynamique avec des efforts instantanés se produisant sur des laps de temps très courts : de l'ordre de la demi-seconde. Lors des essais et compte tenu de la concordance des résultats obtenus au vu de l'ensemble des mesures effectuées, il paraît cependant possible d'admettre que les efforts instantanés au moment d'un choc de camion ou de car sur une BN4 sont plus faibles que ceux admis dans le GC77.

L'exploitation des résultats nous conduit à considérer comme raisonnable les valeurs suivantes d'efforts appliqués à l'encastrement de chaque support :

- une force transversale H de 150 kN
- un moment d'axe longitudinal M de 100 kNm.

NB : les conditions d'application de ces efforts sont celles de l'ELS et que ces valeurs peuvent être légèrement dépassées sans entraîner de désordres graves dans la structure.

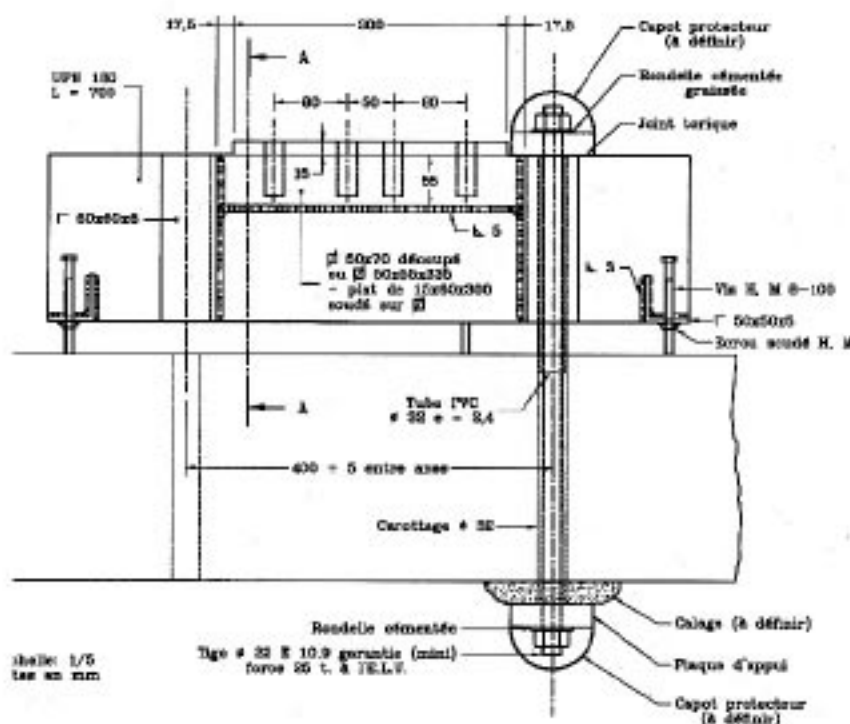
Solution pour les ouvrages existants

Devant ces résultats (confirmés par l'examen des mesures d'un essai réalisé tout récemment), nous estimons possible d'admettre d'implanter une BN4 sur un pont existant sous réserve que la structure puisse reprendre les efforts définis au § précédent. **Ceci constitue une limite en dessous de laquelle il est difficile de descendre sans mettre en cause la stabilité de la structure sous l'effet d'un choc sur la barrière.** Cependant cela devrait permettre d'équiper un plus grand nombre d'ouvrages et, ainsi, de présenter un meilleur compromis entre la sécurité des usagers et

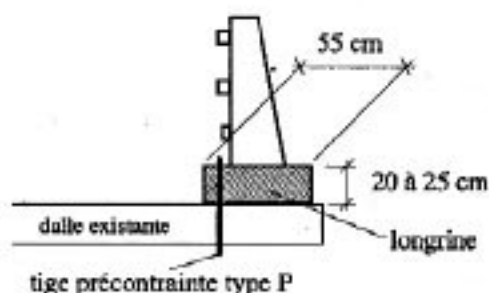
Ancrage type P

ELEVATION FACE AVANT

potau BN4 66poté



échelle 1/5
tous en mm



Conclusion

L'interprétation des résultats des mesures lors des essais dynamiques de chocs sur une BN4 implantée sur une dalle de pont instrumentée a permis de confirmer le sentiment que les valeurs d'efforts donnés dans le dossier GC77 étaient vraisemblablement surestimées.

Il ne nous paraît pas souhaitable de revenir sur ces valeurs pour les ouvrages neufs, car elles vont dans le sens de la sécurité et n'engendrent qu'un surcoût négligeable.

Par contre, l'implantation sur des ouvrages existants, sous réserve qu'ils soient vérifiés vis-à-vis des valeurs définies dans le présent article, devrait permettre d'améliorer sensiblement la sécurité sur les ouvrages sans mettre en jeu la stabilité de la structure. Ceci sous réserve que soient mises en place des dispositions constructives d'accompagnement (longrine de renfort, par exemple).

Les rédacteurs du présent article se tiennent à la disposition des Bureaux d'Études pour, d'une part, les conseiller sur les aménagements à prévoir et, d'autre part, pour aider à l'interprétation des dispositions décrites ci-dessus, notamment sur la distinction entre les ouvrages neufs et les ouvrages existants.

M. FRAGNET, P. VION ■

celui de la structure, même si on peut être amené à faire travailler localement celle-ci à un état proche de l'ELU.

Ces valeurs sont à prendre en considération uniquement dans le cas où l'on utilise un système d'ancrage de type P, avec une longrine de répartition.

NB : le ferrailage de la longrine et de la liaison dalle/longrine sera étudié cas par cas.

Ouvrages ne satisfaisant pas aux critères précédents

Lorsque la structure ne permet pas de reprendre ces efforts, il faudra, si on souhaite implanter une BN4, prévoir une étude spécifique de renforcement (par plats collés, par ex.), ou bien, s'orienter vers d'autres types de dispositifs de retenue.

Schéma de principe de la longrine

Michel FRAGNET

Ingenieur - SETRA - CTOV
Cellule des équipements
Tél. : (1) 46 11 32 13

Philippe VION

Ingenieur - SETRA - CTOV
Division des Grands
Ouvrages d'Art
Tél. : (1) 46 11 32 68



Maîtrise de la fissuration des dalles de ponts mixtes

L'expérience du pont sur la Loire à Nevers

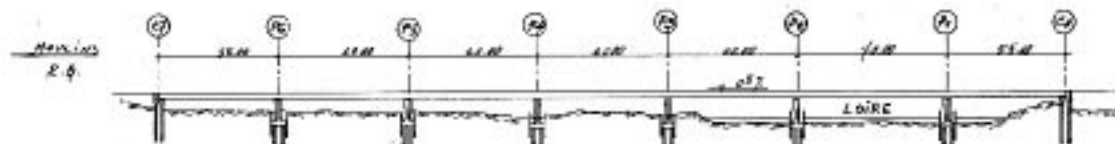
L'aménagement de la R.N. 7 à 2 X 2 voies est en cours depuis 15 années. Plusieurs tronçons sont déjà terminés (déviation de la Charité, de St Pierre-le-Moutier, de Cosne sur Loire, etc.). Les travaux du tronçon de la déviation de Nevers sont maintenant bien avancés¹. Cette déviation permettra d'écarter le trafic de transit du centre ville et de soulager ainsi l'unique pont franchissant actuellement la Loire, qui est saturé aux heures de pointe. Ce tronçon long de 18 kilomètres comporte 24 ouvrages d'art dont un nouveau pont franchissant la Loire. Cet ouvrage, qui vient d'être terminé fait l'objet du présent article.

La Maîtrise d'Œuvre de l'ensemble de la déviation est assurée par la Direction Départementale de l'Équipement de la Nièvre. Les études de l'ouvrage de franchissement de la Loire, depuis l'étude préliminaire jusqu'au contrôle des études d'exécution, ont été effectuées par le S.E.T.R.A. en collaboration avec la D.D.E. et l'Architecte Laurent Barbier.

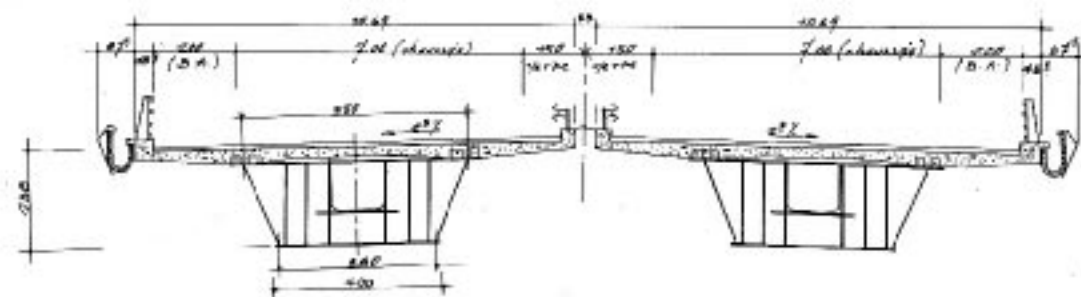
Cet ouvrage a été réalisé par l'Entreprise Dalla Vera assistée du bureau d'études E.T.P. et par l'entreprise J. Richard-Ducros, pour un montant de 70 M.F. T.T.C.

L'ouvrage est constitué de deux caissons en ossature mixte acier/béton de 420 m de long.

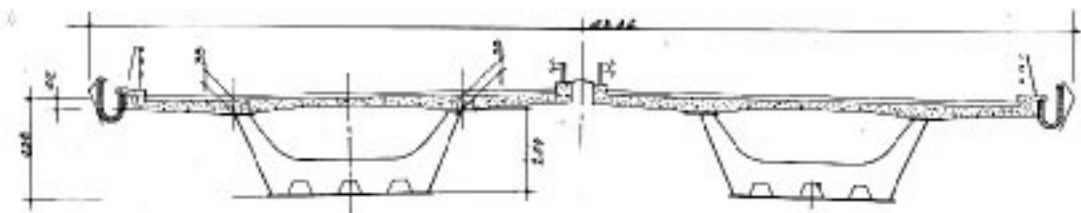
Coupe longitudinale



Coupe transversale sur appuis



Coupe transversale courante



1. M. Spiquel - "Mise à 2 x 2 voies de la R.N. 7" - Revue Travaux de juin 1994.

Nous ne développerons ici qu'un seul aspect, la réalisation de la dalle en béton et en particulier la maîtrise de sa fissuration.

Dispositions prévues au marché.

Lors de la rédaction des pièces écrites du marché du pont sur la Loire, un certain nombre de précautions avaient été prises pour encadrer l'exécution. Par exemple, une résistance minimale du béton au décoffrage et un bétonnage par pianotage avaient été imposés pour limiter la fissuration de la dalle.

En effet, à cette époque les informations en provenance du réseau technique montraient que les dalles des ponts en ossature mixte présentaient une fâcheuse tendance à la fissuration. Depuis une analyse des causes de ces fissures a été effectuée par un groupe de travail

et des recommandations ont été rédigées dans le document "Ponts mixtes - Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles"¹ publié en septembre 1995. Il est à noter que le projet de définition du pont sur la Loire avait été établi en 1991, soit bien avant la création de ce groupe de travail.

Nous nous attacherons par la suite à comparer à ces recommandations les exigences du marché et les dispositions finalement retenues pour tenter de maîtriser au mieux la fissuration de la dalle.

Le tableau ci-après liste les principales dispositions prévues au marché de 1991 et les compare à celles des recommandations de 1995. Les dispositions spécifiques au marché qui n'apparaissent pas dans le règlement des ponts mixtes sont en *italique*.

	Dispositions du marché de 1991	Recommandations de 1995
bétonnage par pianotage	<i>oui</i>	oui
longueur des plots	<i>15 et 20 mètres</i>	> 8 mètres
étanchéité : chape épaisse	<i>oui</i>	oui
durée minimale avant décoffrage	non précisée	24 heures
résistance du béton au décoffrage	<i>15 MPa</i>	16 MPa
résistance du béton à 28 jours	<i>35 MPa</i>	> 30 MPa
formulation du béton vis à vis des retraits endogène et thermique	non précisé	limiter le retrait endogène et le retrait thermique
cure + abri protecteur	<i>oui</i>	oui
dénivellation d'appui	<i>oui, 25 cm sur une culée n = 18 (80 % de l'effet pris en compte)</i>	oui, dans certaines limites n = 18 (pour j > 30 jours)
calcul des phases de construction	non précisé	n = 6
calcul de l'état à long terme	n = 18	n = 18
valeur des retraits au jeune âge	non précisée	$\epsilon_r < 1.5 \cdot 10^{-4}$
valeur des retraits à longs termes	$\epsilon_r = 2.0 \cdot 10^{-4}$	$\epsilon_r = 2.0 \cdot 10^{-4}$
ferraillage longitudinal minimal	1 % dans les zones fissurées	1 % (pour des HA 20)
ferraillage longitudinal maximal	1 %	non précisé

Enfin, une autre contrainte a fortement conditionné le chantier. Cet ouvrage devait être réalisé dans les délais les plus courts car il est le seul franchissement du fleuve envisageable pour le transfert d'un million de mètres cubes de matériaux nécessaires aux terrassements généraux de la déviation.

Le délai imposé pour la réalisation d'un franchissement fut de 18 mois.

Problèmes créés par les délais et la cinématique d'exécution.

■ Cinématique générale de bétonnage de la dalle :

L'entreprise a conservé exactement la cinématique générale de bétonnage qui était proposée au marché :

1. "Ponts mixtes - Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles" - Septembre 1995 - SETRA.

- selon une disposition maintenant classique, la dalle a été coulée par plots en pianotant, afin de réduire les tractions dans la dalle - et donc la fissuration - au niveau des piles. Les plots étaient longs de 20 m pour les travées courantes, ou de 15 m pour les travées de rive et la travée principale.



- après bétonnage, une dénivellation d'appui de 25 cm a été réalisée sur la culée rive droite afin de diminuer la traction dans le béton de la dalle sur la pile P1 et d'y limiter l'épaisseur de la semelle inférieure à 115 mm, soit la valeur maximale obtenue par ailleurs. En effet le balancement non optimal dû à la présence d'une travée plus longue sur la Loire, conduisait à des augmentations d'effort sur la pile P1.

- pour éviter toute rotation du caisson lors du bétonnage de la dalle, comme cela a déjà été observé pour d'autres caissons mixtes, le contreventement a été maintenu dans toutes les phases de la construction, sauf au niveau du plot en cours de bétonnage et bien entendu des plots déjà bétonnés.

■ Cinématique détaillée proposée par l'entreprise :

Pour le premier tablier l'entreprise effectuait les manutentions à l'aide d'une grue de 78 t qui circulait directement sur les âmes de l'ouvrage. Afin de ne pas solliciter le béton au jeune âge et pour que les aciers passifs longitudinaux ne soit pas dimensionnés par cette grue, des con-

ditions sévères de déplacement ont été imposées. La grue devait être ramenée à la verticale d'un appui en fin de bétonnage, et bien entendu le béton ne devait pas avoir commencé sa prise avant ce déplacement.

Pour le deuxième tablier les manutentions étaient effectuées depuis une grue roulant sur le premier tablier, ce qui a permis d'alléger les contraintes techniques.

L'entreprise Dalla Vera avait établi son offre en envisageant de bétonner deux plots courants par semaine (soit $2 \times 20 = 40$ m par semaine), pour respecter le calendrier d'exécution très serré imposé par le marché.

Pour respecter les délais, l'entreprise devait décoffrer à 8 heures du matin alors que le bétonnage s'achevait la veille vers 18 heures. Le dernier béton coulé était donc âgé de 14 heures au moment du décoffrage. Or au décoffrage le C.C.T.P. imposait que la résistance du béton soit au moins égale à 15 MPa pour limiter les déformations.

■ Problème à résoudre :

Trois conditions difficilement compatibles devaient donc être vérifiées :

- la prise du béton coulé en début de bétonnage devait être retardée jusqu'au recul de la grue, c'est à dire jusqu'à la fin du bétonnage soit environ 4 heures après le début,
- le béton devait être décoffré très tôt (à 14 heures âge pour le béton coulé en fin de bétonnage),
- au décoffrage le béton devait avoir atteint la résistance minimale de 15 MPa.

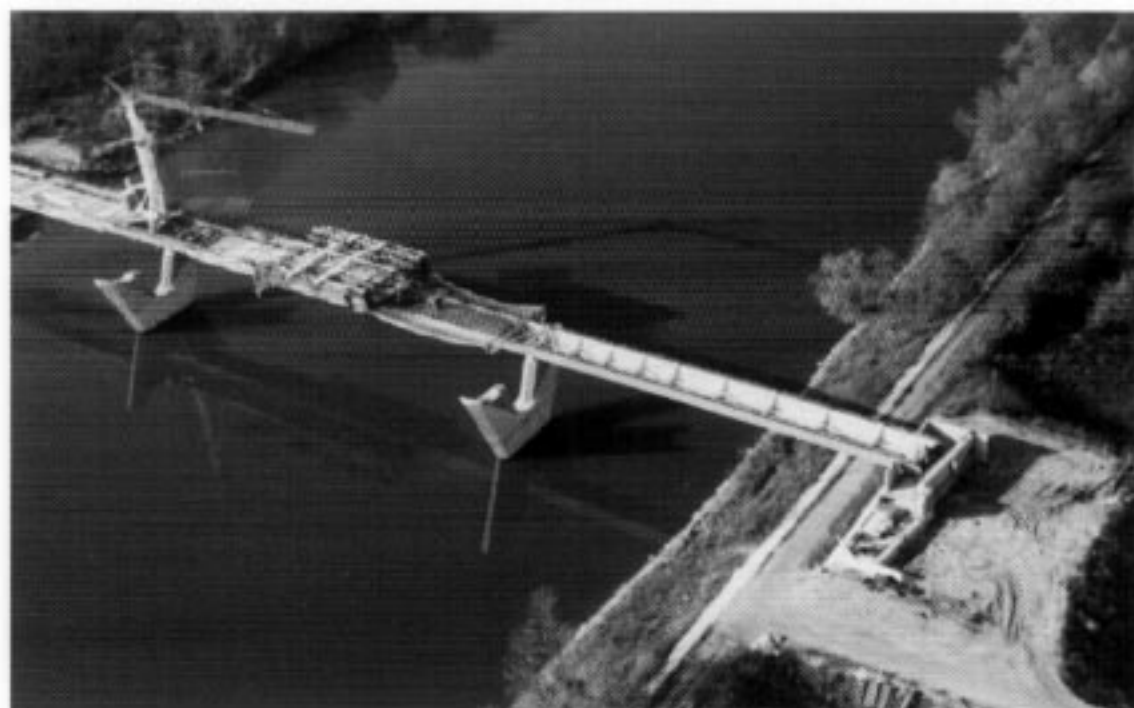
En plus des dispositions déjà vues - bétonnage par pianotage, dénivellation d'appui sur une culée, restrictions de déplacement de la grue - d'autres dispositions ont donc dû être prises pour ne pas remettre en cause le calendrier de l'entreprise, tout en assurant à la dalle une fissuration raisonnable et maîtrisée par la mise en œuvre d'un ferrailage approprié.

La formulation et la mise en œuvre du béton.

■ L'étude du béton.

Pour satisfaire à la fois ces trois conditions - prise retardée, décoffrage rapide (14 heures) et résistance minimale du béton atteinte au décoffrage - l'entreprise avait initialement proposé un béton à ciment très nerveux CPA HPR donc à chaleur d'hydratation élevée. Or dans ce cas, l'effet du retrait thermique, bridé par la charpente, aurait été augmenté, et cela aurait pu conduire à une fissuration excessive.

Coulage de la dalle par pianotage



L'emploi d'un béton de type BHP avait aussi été envisagé. Après analyse des avantages et des inconvénients d'un tel béton pour un ouvrage mixte¹ il n'a finalement pas été retenu.

Une étude fine de différents bétons a alors été menée par Technodes² pour formuler un béton vérifiant les trois conditions tout en ayant des retraits thermique et endogène aussi faibles que possible. Les critères de performance étaient la résistance au jeune âge, les phénomènes thermiques et les retraits.

Le béton finalement retenu à base de ciment CPJ 55R de Beffes, ciment moins nerveux, présentait dans des conditions de température normalisée (20°C) une résistance à 15 heures valant 22 MPa. Sa formulation est la suivante :

— 0/4 Loire corrigé :	711 kg
— 4/10 Loire roulé :	160 kg
— 6/18 Loire concassé :	450 kg
— 10/25 Loire roulé :	440 kg
— Eau :	175 litres
— CPJ 55 R de Beffes :	400 kg
soit un E/C de 0,43	
— Durciplast :	8 kg (2 %)
— Ceraxel :	6 kg (1,47 %)

■ Les calculs TEXO du L.C.P.C.

La formule du béton retenue, nous nous sommes rapproché du L.C.P.C. afin qu'il modélise le comportement thermique réel d'un plot de dalle et détermine ainsi les conditions de

chauffage strictement nécessaires pour obtenir la résistance de 15 MPa au décoffrage.

Les calculs ont été effectués au L.C.P.C. par J-M. Torrenti à l'aide du logiciel TEXO. Ce logiciel est un module du code aux éléments finis CESAR développé par le L.C.P.C. Il permet à partir d'une mesure préalable en laboratoire (dite semi-adiabatique) caractérisant la maturation du béton dans des conditions connues, et de la mesure en continu des températures réelles dans le béton, de prédire à chaque instant le degré de maturation du béton et donc sa résistance à la compression. Sachant que les deux dalles devaient être bétonnées en hiver, ces calculs ont permis de déterminer deux seuils importants pour le chantier :

- les conditions extrêmes pour déclencher un chauffage de l'extrados,
- le seuil d'emploi d'un béton chaud (obtenu par chauffage de l'eau de gâchage).

■ Les calculs MEXO du L.C.P.C.

Le L.C.P.C. a également utilisé son programme MEXO qui permet de calculer sur une section l'influence sur la répartition transversale des contraintes des retraits thermique et endogène.

Ce calcul montrait que ce phénomène pouvait engendrer des contraintes de l'ordre de 1,5 MPa en certains points de la section transversale. Grossièrement, lorsque le caisson n'est pas chauffé ce sont les encorbellements dont les dessous sont calorifugés qui sont les

1. J-M. Torrenti, F. De Larrard, P. Acker - "BHP et ponts mixtes" - Revue Ouvrages d'Art n°16 de novembre 1993.

2. P. Laplante - J-M. Torrenti "L'ingénierie du béton des ponts mixtes" - Séminaire à l'E.N.S. Cachan octobre 1993.



Mise en place des sondes de température du maturomètre.

plus sollicités en traction. Au contraire lorsque l'on chauffe l'intérieur du caisson c'est la zone entre les poutres qui devient la plus sollicitée.

Cependant une des limites de ce calcul réside dans le choix du moment où l'on considère que se réalise la connexion entre le béton qui durcit et l'ossature. Les résultats diffèrent suivant que la connexion se fait dès la fin du bétonnage ou bien pour une maturation du béton plus avancée.

■ Le maturomètre.

Les conditions limites ayant été déterminées par le calcul, on ne pouvait assujettir la décision de décoffrage aux seuls résultats des éprouvettes d'information. C'est pourquoi, afin de réduire autant que possible le délai avant décoffrage, la maturation du béton était suivie avec le Maturomètre mis au point par TECHNODES. Cet appareil est conçu sur les mêmes bases théoriques que le programme TEXO. Cette approche, confirmée par les mesures sur éprouvette d'information, a permis de décoffrer le plus tôt possible et a grandement contribué à la conciliation des différentes contraintes.

Afin de contrôler la fiabilité des résultats du maturomètre, la D.D.E. avait mis en œuvre avec le L.R.P.C. d'Autun un enregistrement continu des températures à l'intérieur du béton et un calcul sur tableur des résistances théoriques du béton in situ. A plusieurs reprises c'est ce dispositif qui a été utilisé pour pallier à un mauvais fonctionnement du maturomètre.

■ Le chauffage du caisson et de la charpente.

Comme nous l'avons vu, afin de réduire les effets du retrait thermique et d'accélérer la prise du béton, à partir d'un certain seuil de température extérieure l'extrados était chauffé. Des appareils de chauffage à air pulsé au fuel étaient placés directement à l'intérieur du caisson sous le plot venant d'être bétonné. La structure en caisson se prêtait particulièrement à ce chauffage, il suffisait de fermer par des bâches les extrémités de la zone chauffée.

Ponctuellement lors de l'exécution du tablier aval, le dessus de la dalle a également été chauffé pour des températures extérieures faibles. Ce chauffage a été abandonné pour le deuxième tablier car il induisait des élévations de température de la dalle trop importantes.

Lors de cette opération, les âmes du caisson métallique étaient donc également chauffées, ce qui est a priori intéressant. Il a même été envisagé de les chauffer systématiquement pour diminuer les effets du retrait thermique. En effet, si l'on réussit à augmenter la température de la charpente métallique, on diminue du même coup la différence de température entre le métal et le béton, et donc on diminue l'effet de bridage de la charpente métallique.

A l'extrême si la charpente avait exactement la même température que le béton au moment où s'opère la connexion, les deux matériaux refroidiraient sans engendrer de contrainte due au retrait thermique.

Cette disposition n'a jamais pu être réalisée de façon optimale sur le chantier. En effet lorsque l'on chauffe l'intérieur du caisson on fait également monter la température du béton, et de plus les âmes non calorifugées se refroidissent trop rapidement. Un calcul TEXO et les mesures in-situ ont confirmé qu'en l'absence d'isolation des âmes cette solution était peu intéressante.

Cette méthode théoriquement séduisante pourrait cependant s'avérer intéressante en pratique si elle est prévue suffisamment tôt pour que toutes les isolations nécessaires à son bon fonctionnement soient mises en œuvre lors de la conception de l'équipage coffrant. Finalement, l'intérieur du caisson n'a été chauffé que lorsque cela était nécessaire pour vérifier les délais de prise et les conditions de résistance minimale exigée au décoffrage.

L'ouvrage était équipé d'un maturomètre. Les mesures de température du béton ont donc pu être effectuées systématiquement sur tous les plots coulés. En parallèle, les températures du métal du caisson et les températures ambiantes,

extérieure et intérieure au caisson, ont également été mesurées de façon systématique. Le tableau ci-après synthétise les principales

mesures de températures pour le bétonnage de trois plots.

température ambiante à l'extérieur du caisson	température ambiante concomitante à l'intérieur du caisson	température maxi. dans le béton au dessus de la semelle	température concomitante de la semelle supérieure	décalé d'obtention de la température maximale du béton
5° (plot 16 tablier 1)	40° (chauffage)	42°	21°	12 heures
12° (plot 6 tablier 1)	30° (chauffage)	43°	35°	9 heures
12° (plot 5 tablier 1)	15° (sans chauffage)	40°	23°	10 heures

On constate que :

- lorsque le caisson est chauffé, la température extérieure a peu d'influence sur la température de la dalle mais a une grosse influence sur la température de la semelle supérieure,
- pour une température extérieure donnée, le chauffage du caisson a une petite influence sur la température du béton et une influence plus forte sur la température de l'acier,
- pour une température extérieure donnée, le chauffage du caisson accélère la maturation du béton.

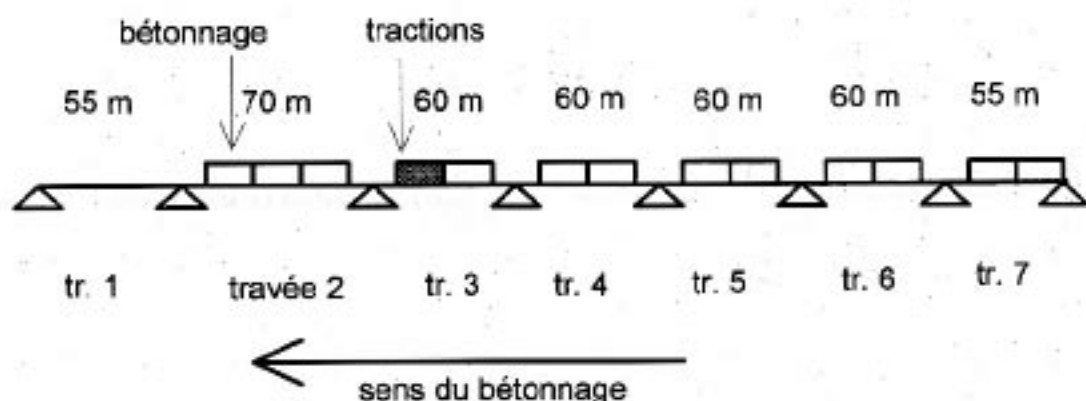
Les aciers longitudinaux.

■ Les calculs des efforts.

Le tableau ci-après liste les principales hypothèses de calculs prévues au marché ou retenues à l'exécution et celles des recommandations de 1995. Les dispositions non prévues au marché et retenues à l'exécution sont en italiques.

	Hypothèses du marché ou retenues à l'exécution	Recommandations de 1995
dénivellation d'appui	n = 18 (80 % ou 100 % de l'effet pris en compte pour les efforts, 100 % de l'effet pris en compte pour les contre-fiches)	n = 18 (pour j > 30 jours)
calcul des phases de construction	n = 6	n = 6
calcul de l'état à long terme	n = 18	n = 18
valeur des retraits thermique et endogène prise en compte pendant la construction	non pris en compte	$\epsilon_r < 1.5 \cdot 10^{-4}$
valeur des retraits à long terme	$\epsilon_r = 2.0 \cdot 10^{-4}$	$\epsilon_r = 2.0 \cdot 10^{-4}$
ouverture des fissures	calculs selon les Eurocodes 2 et 4 pour des fissures de 3/10 maxi	calculs selon les Eurocodes 2 et 4 pour des fissures de 3/10 maxi
diamètre des armatures longitudinales	. e / 10 maxi au marché . e / 12 retenu	e / 12
ferraillage longitudinal minimal	. 1 % dans les zones fissurées selon le règlement ponts mixtes . 1 % retenu partout	1 % (pour des HA 20)

Fissuration de la travée 3 lors du bétonnage de la travée 2.



■ **En construction.** Nous avons effectué un calcul complet des phases de bétonnage avec le programme OMC du SETRA selon les hypothèses suivantes:

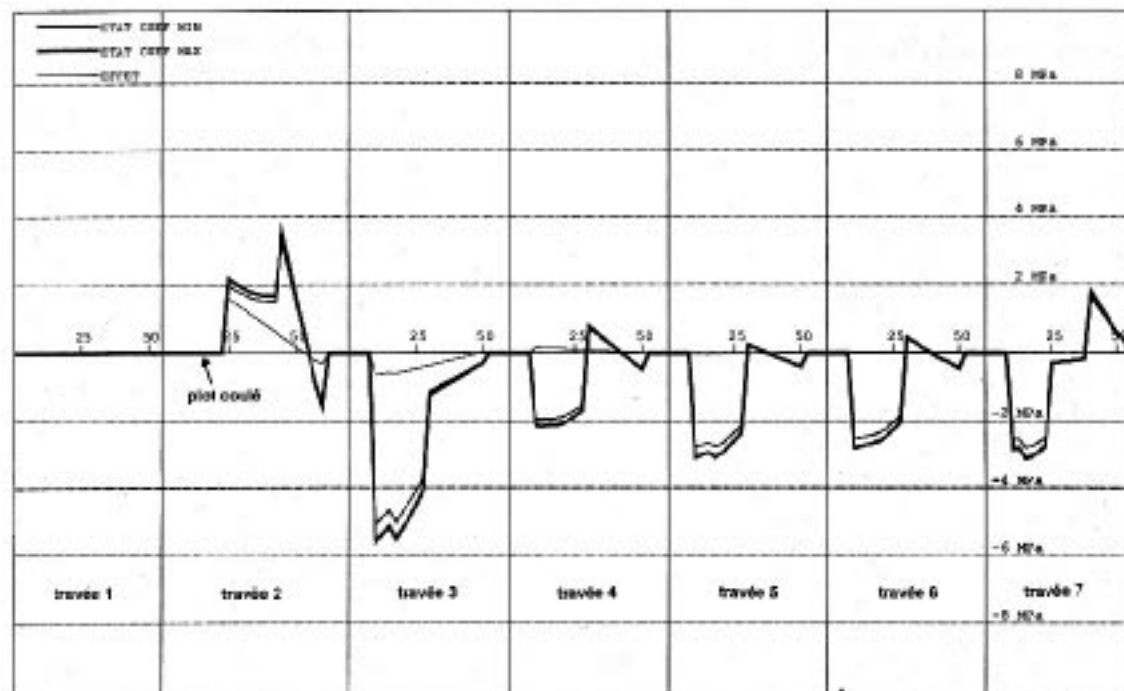
- coefficient d'équivalence acier/béton $n = 6$ (court terme).
- poids de la grue de 78 tonnes pris en compte.
- poids des toupies de béton non pris en compte.
- retraits thermique et endogène non pris en compte pour l'étude des phases de bétonnage intermédiaires.
- en fin du bétonnage de la dalle un retrait valant $1,25 \times 10^4$ est appliqué avec $n = 6$.

Pour chaque phase de bétonnage, la cinématique modélisée est la suivante :

- avancée de la grue,
- mise en place du coffrage,
- coulage du béton du plot considéré,
- recul de la grue jusqu'à la pile avant prise du béton,
- homogénéisation du béton du plot considéré,
- enlèvement du coffrage.

L'étude des courbes de chaque phase enveloppe montre en particulier qu'une zone est nettement plus sollicitée que le reste de l'ouvrage (-5.5 MPa contre -3.5 MPa dans les autres travées). Il s'agit du second plot central de la travée 3 (en gris ci-dessous) lorsqu'on bétonne le troisième plot de la travée 2 (travée la plus longue : 70 m).

Contraintes dans la dalle lors du bétonnage du troisième plot de la travée 2.



Le phénomène est particulièrement marqué dans le cas de la travée 3 développé ci-dessus, du fait de la grande longueur de la travée 2,

mais il s'observe également à un degré moindre pour toutes les travées. Il est à noter que ces tractions auraient été encore plus importantes

si nous avons pris en compte dans les calculs les effets des retraits endogène et thermique (appelés par la suite retraits au jeune âge) et le poids des toupies de béton. Si nous considérons pour un béton au jeune âge une résistance à la traction de l'ordre de -2 MPa, nous retrouvons ainsi par un calcul fait avec un coefficient d'équivalence réaliste et sans même prendre en compte les effets des retraits au jeune âge, un phénomène couramment observé sur les chantiers d'ouvrages mixtes, à savoir lors du coulage du béton d'une travée une fissuration de l'extrémité du béton durci dans la travée précédente.

Il est à noter que le maximum de traction observé sur l'enveloppe ne correspond pas à cette phase mais à la phase après mise en place des équipements et prise en compte du retrait endogène avec ($n = 6$), mais à ce moment la résistance théorique à la traction du béton est maximale. A titre de comparaison, nous avons également effectué le même calcul avec un coefficient d'équivalence $n = 18$, selon les errements habituels avant publication des recommandations. Avec cette hypothèse, la traction de la travée 3 qui valait -5.5 MPa (avec $n = 6$) devient -3.5 MPa. Les tractions qui valaient précédemment -3.5 MPa dans les autres travées n'atteignent plus -2 MPa. Ce calcul confirme que les tractions dans le béton étaient sous estimées lorsqu'elles étaient calculées avec $n = 18$.

■ **En service.** Nous avons également calculé les contraintes normales théoriques dans la dalle béton en service avec un coefficient d'équivalence acier/béton valant 18 pour les charges permanentes et valant 6 pour les charges d'exploitation. Dans ce calcul l'effet d'un raccourcissement (retrait + température) valant 2.5×10^{-4} a été pris en compte avec un coefficient d'équivalence valant 18 (articles 9 et 13 du règlement Ponts Mixtes). Nous avons constaté de fortes tractions sur appui et à proximité des zones d'about de plot évoquées précédemment (jusqu'à -6 MPa).

■ Les calculs du ferrailage et de la fissuration selon les Eurocodes 2 et 4

Les calculs précédents montrent que dans le cas du pont de Nevers, la fissuration de la dalle, tant en construction qu'en service, était inévitable, et ce quelle que soit la résistance du béton. Afin d'avoir cependant des ouvertures de fissure raisonnables le S.E.T.R.A. a appliqué les dispositions des versions provisoires des futurs Eurocode 4 (Ouvrages Mixtes) et 2 (Ouvrages Béton), en considérant une ouverture de fissure acceptable de 3/10 de mm. Ces calculs ont conduit dans un premier temps à définir trois zones :

- des zones ferrillées à moins de 1 %, lorsque la traction dans la dalle ne dépasse pas les contraintes suivantes :
- 2 MPa pour un plot lors du bétonnage d'un plot de la travée suivante ($n = 6$), ft28 pour la dalle lors des poses des équipements ($n = 6$), ft28 pour la dalle en service (charges permanentes: $n = 18$, charges d'exploitation: $n = 6$).
- des zones ferrillées à 1,35 % lorsque la traction dans la dalle dépasse une des contraintes suivantes : 4 MPa pour un plot lors du bétonnage du plot de la travée suivante ($n = 6$), 5.5 MPa en service.
- les autres zones étant ferrillées à 1 %.

Finalement, pour tenir compte des effets des retraits au jeune âge, et conformément à une édition provisoire des futures recommandations de 1995 nous n'avons retenu que deux types de ferrillages longitudinaux.

- les plots sur appui et le deuxième plot de la travée 3 sont ferrillés à 1,35 %.
- les autres plots sont ferrillés à 1 %.

Cette disposition est parfaitement conforme à l'édition définitive des recommandations de 1995.

■ Quantités et Coûts.

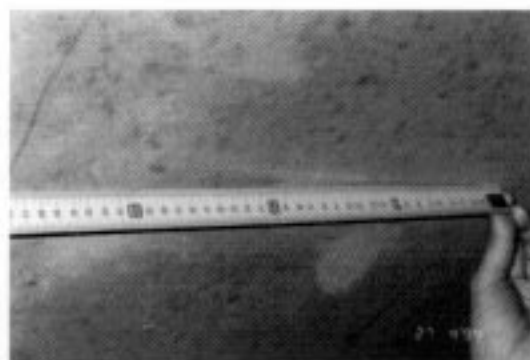
Le ferrillage retenu conduit à une majoration du ratio d'acier de 15 kg/m² environ, soit 38 t supplémentaires pour les deux tabliers. Ceci correspond à un surcoût de 300 000 F T.T.C. environ, soit une augmentation de 0.4 % du marché. En effet, l'abri général et le chauffage étant déjà prévus dans le marché, le surcoût a porté uniquement sur les quantités d'acier.

■ Les dispositions constructives.

Le ferrillage longitudinal mis en œuvre dans l'ouvrage est constitué au minimum de 6 HA 20 par mètre linéaire, situés dans un hourdis d'épaisseur variant de 24 cm à 33 cm.

- le ferrillage minimal mis en œuvre vaut 1 %.
- le diamètre des armatures est égal au douzième de l'épaisseur de la dalle.

Ces dispositions constructives sont conformes aux recommandations de 1995. Par contre, l'espacement que nous avons retenu, 100 / 5 = 16.7 cm correspond à l'espacement de l'Eurocode 4 partie 1 pour avoir des fissures ne dépassant pas 3/10. En effet à l'époque la partie 2 de l'Eurocode 2 n'était pas encore rédigée. Les recommandations de 1995 sont conformes à la partie 2 de l'Eurocode 2 et indiquent un espacement de 12.5 cm plus sévère que celui que nous avons retenu. Il aurait donc fallu mettre en place 8 aciers par mètre linéaire pour respecter les recommandations de 1995.



Remarque : il n'est pas suffisant de mettre en œuvre les quantités d'aciers nécessaires à la maîtrise de la fissuration, il faut de plus traiter correctement les reprises de bétonnage afin d'éviter d'avoir en ces points des fissures importantes. Le marché de 1991 prévoyait un article sur ce point.

Conclusions

■ La réussite de la maîtrise de la fissuration.

Les fissures de la dalle ont été relevées pour les deux tabliers après les épreuves de chargement.

On constate que les zones effectivement fissurées correspondent bien à celles prévues par le calcul (il s'agit des plots sur pile et du dernier plot central de chaque travée). L'espacement des fissures est de l'ordre de 30 cm, et leurs ouvertures sont les suivantes :

	% de fissures d'ouverture < 2/10 de mm	% de fissures d'ouverture = 2/10 de mm
tablier aval (premier tablier réalisé)	95 %	5 %
tablier amont	70 %	30 %

Aucune fissure d'ouverture supérieure à 2/10 de millimètre n'a pour l'instant été observée. L'objectif de limiter les fissures à 3/10 de millimètres semble donc atteint, il faut cependant noter que le béton de la dalle n'a pas encore effectué tout son retrait et que les relevés ont été effectués sur l'ouvrage à vide.

Vis à vis de la maîtrise de la fissuration ce chantier est donc un succès, mais il doit être pos-

sible de faire encore mieux, en diminuant la longueur des zones fissurées en construction par exemple.

Cet exemple du pont sur la Loire montre que la seule résistance à la compression du béton n'est pas une fin en soi et que la qualité et la durabilité d'un ouvrage repose également sur un encadrement technique et administratif, une "ingénierie" du béton qui utilise des outils théoriques et des outils de mesures modernes et rassemble les bureaux d'études, les Maîtres d'Œuvre et les laboratoires de l'administration ou du secteur privé.

■ Le point par rapport aux recommandations de 1995.

Nous l'avons vu la plupart des recommandations de 1995 pour la maîtrise de la fissuration de la dalle étaient prises en compte (dans l'esprit sinon dans la lettre) dans le marché, ou ont pu être prises en compte au cours de l'exécution sans remettre en cause l'économie du projet.

Si le marché était rédigé aujourd'hui, nous imposerions un décoffrage à 24 heures minimum conformément aux recommandations de 1995, ce qui permettrait de retenir un béton à chaleur d'hydratation encore plus faible. L'influence sur les délais ou sur l'économie du projet s'il s'avérait nécessaire de recourir à un second équipage, devrait être analysée.

Nous imposerions également trois autres points qui ne font pas l'objet de stipulations dans les recommandations de 1995 :

- la longueur maximale des plots (une douzaine de mètres environ) et le poids maximal des engins de manutention, afin de limiter la longueur des zones fissurées en construction,
- une enceinte d'isolation générale enveloppant les âmes et autorisant le chauffage de celles-ci en cas de bétonnages hivernaux.

Le surcoût dû à l'augmentation des quantités d'acier, soit 0,4 % semble très raisonnable compte tenu de l'amélioration de la durabilité qu'on peut espérer du fait de la maîtrise de la fissuration.

On peut constater à travers cet exemple que l'application des recommandations de 1995 ne pénalise pas de façon significative les structures mixtes.

D. POINEAU, J.-M. LACOMBE
et P. MOULET ■

Daniel POINEAU

IDTPE - SETRA - CTOA

Division des Grands

Ouvrages d'Art

Tél. : (1) 46 11 52 82

Jean-Michel

LACOMBE

IDTPE - SETRA - CTOA

Division des Grands

Ouvrages d'Art

Tél. : (1) 46 11 52 67

Pascal MOULET

IDTPE - DDE de la Nièvre

Subdivision Études et

Travaux Ouvrages d'Art

Tél. : 86 71 71 60

les Eurocodes et la normalisation technique européenne

Le cadre de la normalisation européenne

■ Introduction

Afin de permettre l'établissement du marché intérieur unique, la législation européenne comporte deux grands types de **directives** :

- *les directives qui gouvernent la mise sur le marché des produits. Il en existe actuellement plus d'une quinzaine, dont celle qui concerne plus particulièrement l'ensemble du bâtiment et du génie civil, la directive 89/106 sur les produits de construction. Ces directives imposent le rapprochement des réglementations nationales qui pourraient constituer un obstacle à la libre circulation des produits ;*
- *les directives visant directement les marchés publics. Elles ont pour objectif d'obtenir que les acheteurs publics, les maîtres d'ouvrage publics, ne contredisent pas cette notion de marché unique européen à travers des comportements qui resteraient marqués par une vision nationale ou même locale : qu'il s'agisse du champ des fournisseurs consultés, du contenu du cahier des charges, ou du choix des fournisseurs.*

Citons, pour être complet, la **directive Recours 89/65/CEE** dont l'objet est de garantir la bonne utilisation et interprétation des autres directives dans les Etats-membres par saisine directe de la Commission en cas de non respect des contraintes de celles-ci.

Le 18 Avril 1951 fut signé le traité de Paris, donnant naissance à la Communauté Économique du Charbon et de l'Acier (C.E.C.A.). Quelques années plus tard, les premières "Euronormes" de produits sidérurgiques étaient publiées. "Fille" de la C.E.C.A., la Communauté Économique Européenne (C.E.E.) fut créée par le traité de Rome en Mars 1957. L'un de ses objectifs était de favoriser la libre circulation des personnes et des biens à l'intérieur de la Communauté.

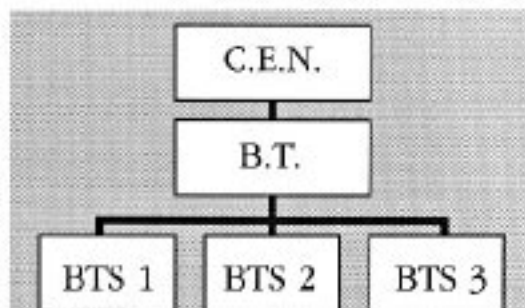
Le 26 Juillet 1971, fut publiée la Directive n° 71-305 de la C.E.E. relative aux conditions d'appel à la concurrence pour les marchés publics de travaux. **Dans son article 11, elle interdisait d'écarter une offre pour le simple motif qu'elle serait basée sur une méthode de calcul admise dans la réglementation d'un autre pays.** Mais cette prescription était techniquement irréaliste et ne fut pratiquement jamais

appliquée. Il en fut conclu que le problème ainsi abordé des différences entre méthodes de calcul en usage dans les différents pays devait être résolu. Le seul moyen qui apparut possible et qui fut proposé par des représentants français à Bruxelles, et accepté, était d'établir des règles de calcul communes sans que toutes les valeurs numériques soient nécessairement les mêmes. C'est à cet effet qu'il fut décidé d'entreprendre des Eurocodes destinés au calcul des constructions.

■ La Directive "Produits de Construction"

La **directive européenne 89-106 "Produits de Construction" - DPC** - (en date du 21 Décembre 1988) avait pour but de supprimer les entraves réglementaires à l'utilisation de produits de cette catégorie, dans la mesure où ils possédaient le **marquage CE**, tout en empêchant la mise sur le marché de ceux qui ne seraient pas satisfaisants. Cette directive, qui a les conséquences les plus fortes du fait de son champ très étendu (l'ensemble des produits), initia un vaste processus d'élaboration de normes européennes. Elle stipulait, en particulier, que les produits marqués CE étaient présumés aptes à l'usage à condition de satisfaire aux **six exigences essentielles** suivantes :

1. *Exigence essentielle de résistance mécanique et de stabilité.*
2. *Exigence essentielle de sécurité en cas d'incendie.*
3. *Exigence essentielle d'hygiène, de santé et d'environnement.*
4. *Exigence essentielle de sécurité d'utilisation.*
5. *Exigence essentielle de protection contre le bruit.*
6. *Exigence essentielle d'économie d'énergie et d'isolation thermique.*



Le CEN possède un Bureau Technique (BT) coiffant un certain nombre de Bureaux Techniques Sectoriels (BTS).

Les constructions dépendent du **BTS 1** qui regroupe différents Comités Techniques (TC) et, en particulier, le TC 250 qui coiffe la production de l'ensemble des Eurocodes.

Chacune de ces exigences a fait l'objet de développements spécifiques dans des documents fondamentaux, appelés **Documents Interprétatifs** (un par exigence) ; leur établissement fut laborieux, et ils n'ont été publiés qu'au début de l'année 1994. L'objectif de l'ensemble des Documents Interprétatifs était d'établir un lien entre les exigences essentielles et les mandats par lesquels la Commission européenne confiait au CEN¹ l'élaboration de ces normes.

La DPC reconnaît aux Etats-membres le droit de ne pas réduire le niveau de protection qu'assure leur réglementation actuelle, et donc de faire inclure dans les normes harmonisées (la définition des normes harmonisées est indiquée plus loin) les niveaux correspondants. Mais le volume de réglementation nationale à prendre en compte est très variable d'un Etat à l'autre.

Parallèlement aux normes, la DPC prévoit la définition de certains produits par des **Agréments Techniques Européens** lorsque ces produits de ne prêtent pas à l'établissement de normes (du fait de leur caractère novateur, évolutif, lié à un procédé de fabrication ou de mise en oeuvre, etc.). Leur conformité aux exigences essentielles est normalement vérifiée individuellement par des organismes nationaux coordonnés par l'organisme agréé à cet effet par l'Etat-membre (voir plus loin), éventuellement grâce à l'élaboration de guides d'agrément technique applicables à une famille de produits.

■ La Directive "Marchés Publics de Travaux"

La Directive 93-37 du 14 Juin 1993, intégrant l'ensemble des modifications apportées au fil des ans au premier texte 71-305 précédemment cité et relative aux **Marchés Publics de Travaux**, soumet à la **concurrence** européenne les appels d'offres d'un **montant supérieur à 5 millions d'ECU** (hors TVA) : ceci ne peut se comprendre que dans le contexte d'une normalisation européenne relative à la conception des ouvrages et à la mise en oeuvre des produits². En son article 10, elle fait obligation de se conformer, dans les documents contractuels propres à chaque marché, aux **normes nationales transposant des normes européennes, ou aux agréments techniques européens, ou encore à des spécifications techniques communes**. Des exceptions sont toutefois prévues, notamment lorsque la réglementation nationale obligatoire ne permet pas de se conformer à la norme. C'est seulement quand il n'existe pas de spécification européenne que l'on peut faire appel à d'autres textes, tout en donnant la priorité aux normes transposant des normes internationales, puis aux normes nationales, avant de recourir à des documents plus particuliers. Il convient égale-

ment d'attirer l'attention sur les **variantes** qui sont **toujours autorisées** au niveau européen **sauf indication contraire** mentionnée dans l'avis d'information (alors qu'en France les variantes ne sont autorisées que si elles sont mentionnées dans le règlement particulier de l'appel d'offres). Cette disposition a été prise afin de faciliter les transferts de technologie et de "know-how" d'un Etat-membre à l'autre.

■ La Directive "Marchés Publics de Services"

La Directive 92/50 du 18 Juin 1992 porte coordination des procédures de passation des marchés publics de services. Elle est applicable depuis le 1er Juillet 1993 aux marchés d'un montant supérieur à 200 000 ECU (hors TVA). Elle concerne, en particulier, les services de catégorie 12, à savoir les services d'architecture, les services d'ingénierie et services intégrés d'ingénierie, les services d'aménagement urbain et d'architecture paysagère, les services connexes de consultations scientifiques et techniques, les services d'essais et d'analyses techniques.

Le système normatif européen

■ Organisation de la production des normes

■ **La Nouvelle Approche.** L'Acte Unique européen fut signé en Février 1986. Il dépasse très largement le seul domaine des règles techniques, mais il institue, par son article 100 A, une nouvelle procédure d'harmonisation communautaire basée sur la règle du vote à la majorité qualifiée (visant à remplacer l'ancienne procédure du vote à l'unanimité). La Nouvelle Approche est une conséquence de l'Acte Unique : il s'agit d'une nouvelle technique de rédaction des Directives qui ne fixent plus de spécifications techniques précises, mais qui se bornent à imposer des exigences très générales, des exigences essentielles. Tout ceci dans le but d'accélérer la rédaction des textes favorisant la construction de véritables marchés intérieurs et d'une véritable industrie communautaire.

Le bon fonctionnement du marché intérieur unique suppose une harmonisation des règles techniques, suffisante pour que les divers partenaires soient traités équitablement et que les négociations entre partenaires soient facilitées. Avant l'Acte Unique, la méthode consistait d'abord à harmoniser, à l'unanimité et de façon descriptive et détaillée, puis à accentuer les échanges. Depuis l'Acte Unique, entré en

1. CEN : Comité Européen de Normalisation

2. La Directive 93-37 ne s'applique pas à certains marchés de travaux passés dans les secteurs de l'eau, de l'énergie, des transports et des télécommunications. Ces derniers sont couverts par une Directive parallèle portant le n° 93-38.

vigueur en juillet 1987, la méthode employée, dite "Nouvelle Approche" (voir encadré), prévoit d'admettre à titre transitoire, c'est-à-dire en attendant la publication des règles techniques harmonisées, l'équivalence et la reconnaissance réciproque des règles techniques nationales à condition qu'elles respectent les six exigences essentielles, c'est-à-dire qu'elles soient compatibles avec les Documents Interprétatifs. Dans la pratique, cela n'a pu se faire que dans des cas extrêmement rares.

■ Les différents types de spécifications techniques

D'une façon générale, les "*spécifications techniques*" sont l'ensemble des prescriptions contenues dans les cahiers des charges, définissant les caractéristiques requises d'un travail, d'un matériau, d'un produit ou d'une fourniture et permettant de caractériser objectivement un travail, un matériau, un produit ou une fourniture de manière telle qu'ils répondent à l'usage auquel ils sont destinés par le pouvoir adjudicateur. Ces caractéristiques incluent :

- les niveaux de qualité ou de propriété d'emploi, la sécurité, les dimensions, la terminologie, les symboles, les essais et méthodes d'essais, etc.,
- les règles de conception et de calcul des ouvrages,
- les conditions d'essai, de contrôle et de réception des ouvrages.

Une "*norme*" est une spécification technique approuvée par un organisme reconnu (indépendant de l'État) à activité normative en vue d'une application répétée ou continue et dont l'observation n'est pas, en principe, obligatoire, mais qui peut être rendue obligatoire sauf dans certains cas où la dérogation est possible. Les normes peuvent être :

- des normes de produits,
- des normes de conception,
- des normes de mise en œuvre,
- des normes d'essais.

Elles peuvent prendre, selon les tendances, un caractère plutôt "performantiel" ou plutôt "descriptif". Dans la hiérarchie des normes européennes viennent en tête les "*normes harmonisées*".

Une norme harmonisée est une spécification technique européenne établie et approuvée en tant que norme européenne *EN* ou document d'harmonisation *HD* par le CEN ou par le CENELEC¹ *sur mandat de la Commission, lorsque cette dernière considère son élaboration comme indispensable à l'application d'une Directive*. En d'autres termes, dans le domaine du bâtiment et des travaux publics, une norme ne peut être qualifiée d'harmonisée que si elle est élaborée par référence à la Direc-

tive "Produits de Construction" et sur mandat de la Commission. Elle doit alors être reprise dans le catalogue des normes nationales (NN) en annulant les normes contradictoires.

Derrière les normes harmonisées viennent les "*Agréments Techniques Européens (ATE)*". Un Agrément Technique Européen est une appréciation technique favorable à l'aptitude à l'emploi d'un produit, fondée sur la satisfaction des exigences essentielles pour la construction, selon les caractéristiques intrinsèques de ce produit et les conditions établies de mise en œuvre et d'utilisation. Il s'agit d'une procédure spécifique aux produits de construction qui concerne notamment les produits novateurs ou les produits dérogeant de manière significative aux normes existantes ou ne relevant pas encore de normes adoptées (par exemple, produits concernés par au moins une exigence essentielle). L'ATE se traduit par un document délivré par des organismes habilités regroupés dans l'*Organisation Européenne pour les Agréments Techniques (EOTA)*. Dans la pratique, l'élaboration des agréments techniques européens n'en est qu'à son début : elle n'est engagée que pour quelques familles de produits et le problème du rattachement aux normes est posé pour la préparation des guides d'agrément.

Viennent enfin les autres normes européennes et les spécifications techniques communes. En ce qui concerne les *normes européennes*, le CEN/CENELEC en a mis en chantier un grand nombre, de sa propre initiative, pour créer une "collection" de normalisation aussi complète que possible et pour renforcer ainsi l'espace économique européen. En particulier, des dizaines de nouveaux Comités Techniques ont été créés, indépendants les uns des autres, pour divers secteurs de la construction. Ces comités travaillent souvent, malheureusement, sans véritable coordination entre eux et avec les Eurocodes. Quant aux *spécifications techniques communes* sont des spécifications techniques élaborées selon une procédure reconnue par les États-membres et publiées au Journal Officiel des Communautés Européennes.

Les Eurocodes, règles communes de conception et de justification des structures, *ne sont pas des normes harmonisées* au titre de la Directive 89/106 (sauf, peut-être, par exception pour certains composants structuraux), même s'ils sont le résultat d'une "harmonisation" d'opinions et de compétences techniques. Mais ce sont les normes les plus "nobles", dont on commence à mesurer l'importance commerciale.

Alors que de nombreuses normes européennes sont établies directement en tant que normes EN après mise à l'enquête d'un projet (prEN), les Eurocodes sont d'abord établis en tant que normes provisoires (*ENV*). Ils n'acquièrent le

1. Comité Européen de Normalisation Electrotechnique

statut d'Euronormes EN qu'après un délai théorique de l'ordre de 3 à 5 ans ; mais ce délai peut être allongé si certains textes sont difficiles à mettre au point. En effet, la cohérence de l'ensemble des textes qui ont déjà été publiés, ou qui sont en cours de publication, n'a pas encore pu être vérifiée dans tous ses détails.

Les Eurocodes

La préparation des Eurocodes fut engagée en 1976 par la Commission des Communautés Européennes (C.C.E.) qui créa un comité de pilotage ("Steering Committee") composé de délégations issues des divers Etats-membres et chargé de superviser le travail. Une première génération de textes fut élaborée dans le but de fournir une alternative optionnelle aux règles nationales de rature à faciliter les échanges intercommunautaires en matière d'études et de travaux. Pour quatre d'entre eux (correspondant aux quatre premiers Eurocodes), des projets furent mis à l'enquête au cours des années 80.

Une particularité des Eurocodes est que, dès l'origine, leur élaboration ne fut pas suivie par l'unité de la Commission chargée des marchés publics de travaux, mais par une autre unité, la Direction Générale III D 2, dont la tâche principale était (et est toujours) d'assurer la libre circulation, dans la Communauté, des produits de construction.

Dans le cadre de la Nouvelle Approche, les travaux de préparation des divers Eurocodes furent transférés en 1990 au CEN, malgré un avis défavorable du comité de pilotage motivé d'une part par le fait que les procédures et règles du CEN étaient définies en vue de l'établissement de normes de produits, documents très différents des codes de calcul des structures, et d'autre part par le motif que ces codes de calcul étaient, dans la plupart des pays, des éléments de réglementation, ou entérinés par les réglementations, et non de simples normes. Un Comité Permanent de la Construction, composé de représentants des autorités publiques des Etats-membres, fut créé à cette époque pour assurer, entre autres choses, une tutelle en la matière, et l'ensemble des Eurocodes fut confié à un Comité Technique unique, le TC 253. Des accords CCE-CEN ont été conclus concernant le statut particulier des Eurocodes.

Les conditions provisoires d'application des Eurocodes sont liées au statut d'ENV qui s'est trouvé, dans les règles du CEN, parfaitement approprié pour permettre une mise en application expérimentale sans exclure une application pratique beaucoup plus large. Pour le moment, on ne peut faire référence, dans un marché, à une norme ENV que si elle est publiée, dans chaque pays, accompagnée d'un *Document*

d'Application Nationale (DAN - NAD en anglais).

■ **Les catégories de normes.** Le *Document Interprétatif n°1*, évoqué au début de cet article, est plus particulièrement en relation avec les *Eurocodes*. Initialement, on pensait qu'il pourrait constituer une base de réglementation européenne couvrant les Eurocodes ; il s'agit finalement d'un texte très général se bornant, sur le plan technique, à "constater" que les vérifications de résistance mécanique et de stabilité sont généralement basées, dans les pays de la communauté européenne, sur la considération d'états-limites et sur le format des coefficients de sécurité partiels, sans exclure la possibilité de définir les niveaux de sécurité à l'aide d'autres méthodes, par exemple les théories probabilistes de la fiabilité. En fait, il semble bien que ce texte soit plutôt destiné à servir de texte de référence pour l'émission de mandats de normalisation européenne des divers produits de construction. Il convient cependant de noter qu'il introduit explicitement une distinction entre deux catégories de textes, notées A et B.

Les *textes de catégorie A* sont ceux qui traitent des projets et des modalités d'exécution des ouvrages. Les *textes de catégorie B* traitent des produits (normes de matériaux, guides d'agrément technique et normes d'essais).

Les textes de catégorie B sont plutôt des textes relativement simples et courts ne laissant que peu ou pas de place au jugement : les règles relatives à leur établissement et à leur application peuvent sans inconvénient être très précises et rigides. A l'opposé des textes de catégorie B, ceux de catégorie A sont plus complexes et plus longs, et les valeurs numériques qui y figurent sont fournies pour des champs d'application bien définis. Aussi l'usage de ces textes, comme celui de notre réglementation nationale, nécessite-t-il des adaptations et des dérogations lorsqu'il s'agit de les appliquer à des constructions présentant des particularités. Selon cette classification, les Eurocodes sont, bien évidemment, des documents de catégorie A.

Un tel document a pour objet de définir tous les raccords nécessaires (essentiellement numériques) avec d'autres éléments de l'ensemble national de règles et de normes. Par exemple, les Parties 1 des principaux Eurocodes de projet ont été publiées avant que l'on dispose des règles européennes relatives aux charges (d'exploitation, de neige, de vent, etc.). Mais les DAN français ont été plutôt établis dans l'optique de rassembler l'ensemble des remarques techniques formulées par les experts et ont

débouché, dans certains cas, sur des textes difficiles à lire car très touffus et dénaturant les Eurocodes originaux pour les faire ressembler aux textes nationaux correspondants. De ce fait, ils n'ont encore jamais fait l'objet d'applications expérimentales complètes.

SOUS-COMITE	PRESIDENT
SC1 - Bases du calcul et actions sur les structures.	Dr. MENZIES (U.K.)
SC2 - Calcul des structures en béton.	Dr. LITZNER (D)
SC3 - Calcul des structures en acier.	Pr. BROZZETTI (F)
SC4 - Calcul des structures mixtes acier - béton.	Dr. JOHNSON (U.K.)
SC5 - Calcul des structures en bois.	Dr. LARSEN (DK)
SC6 - Calcul des structures en maçonnerie.	Dr. HASELTINE (U.K.)
SC7 - Calcul géotechnique.	Pr. KREBS OVESEN (DK)
SC8 - Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes.	Pr. PINTO (I)
SC9 - Calcul des structures en alliage d'aluminium.	Pr. MAZZOLANI (I)

Le processus de conversion des Parties 1 des Eurocodes 1, 2, 3 et 4 va être engagé dans le courant de l'année 1996, et il est prévu de publier ces textes en tant que normes EN dans un délai de l'ordre de trois ou quatre ans, puis d'assurer leur maintenance régulière avec des révisions tous les cinq ans environ. Au départ, et jusqu'à la première révision, ils "cohabiteraient" avec les normes nationales. En clair, les normes nationales devraient être définitivement retirées dans un délai de l'ordre de huit à dix ans. Une question reste posée : que deviendront les DAN ? Au départ, on a pu penser qu'ils devraient disparaître au moment du passage au statut d'EN. En fait, un certain besoin de raccordement des Eurocodes aux diverses réglementations nationales subsistera probablement. La souplesse introduite dans les textes actuels à l'aide de mentions du type "sauf spécification différente" en tête de certains articles, permettant à un Maître d'Ouvrage de modifier les règles proposées, devrait être maintenue. Mais il est clair que l'on cherchera à limiter au maximum les valeurs numériques encadrées (c'est-à-dire les valeurs modifiables). La "bonne" solution, pour les valeurs numériques touchant aux questions de sécurité et dont le choix peut relever, pour certaines d'entre elles, d'autorités nationales, n'a pas encore été trouvée, mais on pourrait s'orienter vers des textes comportant une "annexe nationale" jouant le rôle de DAN.

Chaque Eurocode est élaboré au sein d'un Sous-Comité (SC). Les différents Sous-Comités sont indiqués dans le tableau 1. Chaque Sous-Comité comporte un ou plusieurs PT (Project-Teams) et dépend directement du TC 250 pour la gestion administrative.

Le dispositif est complété par un certain nombre de sous-groupes, dont trois sont permanents et sont appelés **groupes horizontaux**. Dépendant d'un Groupe de Coordination, il s'agit :

- du *Groupe Horizontal pour les Ponts, qui assure la coordination des divers Sous-Comités pour ce qui concerne les ponts (Parties 2 des Eurocodes de projet)*,
- du *Groupe Horizontal Terminologie et Symboles*,
- du *Groupe Horizontal Résistance à l'Incendie*.

Les apports de la normalisation européenne dans les projets

Un projet est un acte de conception qui prévoit l'emploi de certains **matériaux**, aux propriétés testées par des **essais**, et mis en œuvre selon des **procédés de fabrication et/ou d'exécution** en se référant à des **règles de justification** permettant de conférer à la construction les niveaux de sécurité et de fiabilité requis. Toutes ces composantes font déjà, ou feront prochainement, l'objet de normes européennes en forte interaction. Par exemple, dans le cas des constructions en acier, la catégorie de détail d'un raccord soudé, vis-à-vis des vérifications en fatigue, dépend de la hauteur relative du cordon de soudure, donc d'une disposition qui relève d'une norme de fabrication.

A l'heure actuelle, un bureau d'études français peut éprouver des difficultés à répondre à un appel d'offres international basé sur un système normatif auquel il n'est pas familiarisé : s'il veut fonder sa proposition dans le moule de ce système normatif, il est conduit, le plus souvent, à élaborer un projet dépourvu de toute originalité, similaire aux projets déjà exécutés dans le pays d'origine de l'appel d'offres et auxquels le maître d'ouvrage est habitué. Sa seule chance de succès sera alors de remettre une proposition financièrement attractive en déployant sa créativité dans le choix de méthodes d'exécution novatrices et performantes. Il va sans dire qu'une variante techniquement évoluée ne pourra être prise en considération et s'imposer que si le maître d'ouvrage ne se retranche pas derrière le rempart de ses normes nationales et surtout de ses "règles de l'art" d'autant plus difficiles à intégrer qu'elles ne sont pas écrites.

■ La normalisation européenne : facteur de progrès ?

Les auteurs des Directives "Travaux" et "Services" avaient, entre autres objectifs, celui de stimuler

TC 250 - SOUS COMITÉS

l'évolution du progrès technique dans le secteur du bâtiment et des travaux publics. Il est clair que la création d'une bibliothèque normative européenne devrait faciliter le jeu de la concurrence dans la mesure où elle répondra aux attentes des utilisateurs. Mais les normes européennes peuvent-elles être un facteur de progrès ? Les Eurocodes sont rédigés par des équipes constituées d'experts des principaux pays de l'Union Européenne. Ils sont le fruit, de ce fait, d'une synthèse de diverses cultures techniques et c'est, peut-être, l'une des raisons pour lesquelles ils ne semblent pas toujours parfaitement adaptés aux différentes pratiques nationales. En effet, il est très difficile de concilier les souhaits d'autorités ou de maîtres d'ouvrage ayant des points de vue divergents, les uns étant habitués à un système normatif ouvert ne brisant pas la créativité et les autres préférant un système très directif, plutôt conçu pour limiter, voire empêcher, les initiatives. Mais les Eurocodes constituent un **ensemble ouvert**. Les textes ont été rédigés en distinguant les principes, de nature intangible, des règles d'application, ces dernières pouvant, dans certaines limites, être modalées. Ils ne constitueront donc pas un frein à l'innovation.

D'une manière plus globale, l'ensemble de la normalisation européenne harmonisée correspond à une culture technique avancée. Établie par des experts et intégrant les résultats des recherches les plus récentes, elle possède, en général, une base scientifique de qualité supérieure à celle de la plupart des normes nationales actuelles, tout en résultant d'un consensus européen. Malgré les inévitables lacunes actuelles au niveau de la coordination entre les nombreuses équipes chargées d'élaborer les normes, les projeteurs devraient disposer, à terme, d'un ensemble cohérent de textes dont l'apprentissage nécessitera, certes, une formation lourde, mais qui devrait leur faciliter la tâche pour répondre aux appels d'offres.

La normalisation européenne, si elle est de qualité, permettra de faciliter les échanges non seulement sur le plan européen, mais également sur le plan mondial. La conférence internationale organisée par l'AIPC sur les Eurocodes en Septembre 1992 à Davos a mis en évidence le grand intérêt des ingénieurs américains et japonais pour ces textes dont ils ont commencé à s'inspirer pour faire évoluer leur propre réglementation. Au plan européen, on peut noter un arrêt quasi complet des activités normatives internationales. Et sur les marchés mondiaux, les Eurocodes commencent à offrir à l'ingénierie

européenne la possibilité de concurrencer directement certaines ingénieries bien installées.

La normalisation européenne apparaît donc comme un facteur décisif de progrès. Bien sûr, ce ne sont pas les bons règlements qui font les bons projets. Mais si elle ne bride pas l'imagination des ingénieurs, et si elle constitue cependant une "règle du jeu" efficace, elle permettra à terme d'asseoir la concurrence sur des bases intelligentes et indiscutables.

■ Une nécessaire évolution des mentalités

Pour que la normalisation européenne constitue effectivement un facteur de progrès, il faut que tous les maîtres d'ouvrage acceptent au départ de "jouer le jeu" de la transparence et fassent preuve d'un véritable esprit communautaire.

Le Groupe Permanent d'Etude des Marchés a encouragé les maîtres d'ouvrages publics à inclure les normes européennes, au fur et à mesure de leur publication, dans les marchés de bâtiments. Beaucoup d'Eurocodes actuels ont le statut de normes françaises expérimentales (par exemple, norme P 18-711 pour l'Eurocode 2, norme P 22-311 pour l'Eurocode 3, etc.). Cependant, comme nous l'avons dit précédemment, les Eurocodes ENV ont été dotés de DAN qui ont parfois enlevé tout intérêt à leur application expérimentale.

Dans le domaine des ponts, la Partie 2 de l'Eurocode 2 a été votée à la fin de l'année 1995 ; les parties 2 des Eurocodes 3, 4 et 5 sont en cours de rédaction et devraient être publiées dans un délai de deux ans environ. Il nous semble indispensable de promouvoir la mise en application des normes européennes au stade ENV. En effet, ces textes, malgré leurs imperfections de forme (et parfois de fond) contiennent des idées intéressantes et c'est uniquement de cette façon qu'ils pourront être testés en vue de proposer des améliorations. Et il serait regrettable que les ingénieurs français ne manifestent aucune curiosité vis-à-vis de textes avec lesquels ils devront vivre à relativement court terme.

Cela nécessitera un important effort de formation pour assimiler la culture technique originale qui les sous-tend, mais les jeunes générations d'ingénieurs éprouveront beaucoup moins de difficultés que les générations actuelles dans la mesure où les universités et les écoles européennes ont commencé à enseigner les sciences fondamentales de la construction en s'appuyant sur les Eurocodes.

J.-A. CALGARO ■

Coulis de précontrainte adjuvés (suite...)

Dans le bulletin OUVRAGES D'ART N° 19 de novembre 1994, nous évoquons des anomalies détectées avec l'utilisation de coulis de précontrainte adjuvés, lors de la construction de deux ouvrages en béton précontraint. En effet, des observations réalisées après ouvertures de certaines gaines en partie haute avaient permis de mettre en évidence un manque de remplissage et la présence d'un produit ayant la consistance d'une pâte humide et molle. Ces anomalies, qui avaient pu être reproduites lors d'essais d'injection réalisés en laboratoire, étaient inexplicables et des expertises étaient en cours pour tenter de comprendre le phénomène. Les expertises sont à présent terminées, et nous sommes en mesure d'en donner les principales conclusions.

Lorsque certaines conditions sont réunies, l'emploi d'un superplastifiant favorise la migration d'espèces minérales formées pendant la prise du coulis : les principaux facteurs intervenant dans les mécanismes de migration sont les suivants :

1. L'hydratation du ciment libère des espèces minérales dont les densités sont très inférieures à celle du clinker ($d = 3,15$), en particulier l'ettringite de densité $d = 1,48$ et la portlandite de densité $d = 2,24$.
2. Il se produit une séparation par densité entre la boue de ciment en cours d'hydratation et ces espèces minérales, lesquelles sont en outre sensibles aux effets tensio-actifs du superplastifiant (introduction de charges électriques au niveau des particules minérales qui favorisent leur répulsion). La migration d'un produit blanchâtre, qui se produit tout le long de la gaine, a été effectivement observée et filmée lors d'essais d'injection réalisés au CEBTP dans des tubes transparents de 5 m de longueur et inclinés à 30° .
3. Dans ces essais, cette migration de produit blanchâtre était accompagnée par une remontée de bulles d'air dont on peut penser que la plus grande partie provient du malaxage à haute turbulence employé pour la fabrication du coulis. L'ensemble de ces remontées est concentrée sur la génératrice

supérieure et sur des lignes en " arête de poisson " réparties sur toute la longueur du tube et figurant des lignes de plus grande pente, et se rassemble en haut du tube sous forme d'une couche de pâte blanchâtre, elle-même surmontée d'un liquide de couleur plus ou moins jaune-ocre.



4. Un espace rempli d'air se crée tout en haut du tube et grandit au cours de l'essai, traduisant un tassement du coulis dû à la fois à l'expulsion de l'air entraîné par le malaxage,

Visualisation de la poche d'air en partie haute du tube 10 minutes après l'injection, et de la propagation de bulles d'air (tâches noires). 0,3 secondes sépare la première et la dernière image.

à la migration de la pâte blanchâtre et du liquide surnageant, ainsi qu'à la contraction Le Chatelier. Dans le cas présent, cet ensemble de phénomènes semble se stabiliser au bout d'environ 1h 30.

5. Des analyses chimiques et minéralogiques effectuées au LCPC sur les différents produits formés montrent que :

- le liquide surnageant présente une composition voisine de la solution interstitielle d'une pâte de ciment ; il possède une très forte alcalinité essentiellement potassique (pH 13,8 mesuré juste après la prise).
- la pâte blanchâtre, qui durcit rapidement au contact de l'air, révèle la prédominance de l'ettringite (40 %), de la portlandite (20 %) et de la calcite (20 %), cette dernière provenant principalement de la carbonatation de la portlandite. Le reste de la pâte, composé par des hydrates du ciment enrichis en aluminates par rapport à la composition initiale du ciment, présente un enrichissement très notable en adjuvant, qui peut aller jusqu'à 10 % de la masse de la pâte blanchâtre. Cette pâte présente, en outre, un enrichissement en sulfates dû à la migration de l'ettringite, et non à la décomposition des sulfonates de l'adjuvant comme l'hypothèse avait pu être avancée.
- la partie grise (correspondant à la partie courante de coulis non ségrégué) est constituée essentiellement de ciment hydraté et n'appelle pas de remarque particulière.

En conclusion, ces analyses montrent qu'il s'agit d'un phénomène de ressuage amplifié par la présence du superplastifiant. Ce ressuage se produit pendant la phase dormante de la prise, entraînant une migration vers le haut d'une partie de l'ettringite et de la portlandite, ainsi que la migration d'une grande partie de l'adjuvant vraisemblablement fixé sur ces deux minéraux.

L'existence d'une poche d'air et d'une phase liquide provoquée par le tassement d'un coulis instable peut poser à long terme un problème important pour la pérennité de la précontrainte. En effet, l'interface eau-air en milieu confiné implique que l'air soit toujours saturé en eau (100 % d'humidité relative). Sous l'effet de variations de température, il peut alors se produire une condensation d'eau pure, soit sur la paroi intérieure de la gaine, soit sur les parties des aciers de précontrainte exposées à cet air saturé en eau. Les conditions sont alors réunies pour qu'une corrosion puisse s'installer,

d'autant plus qu'un renouvellement d'air propice à la corrosion est envisageable dans les zones où les gaines présentent des défauts d'étanchéité à l'air.

De plus, le pH extrêmement alcalin du liquide surnageant peut faire craindre une corrosion alcaline des aciers (voir diagramme de Pourbaix).

Hormis sa porosité importante, la pâte blanchâtre ne présente pas de caractère délétère. En particulier, elle ne peut pas provoquer l'endommagement des gaines en PEHD d'une précontrainte extérieure, par un gonflement ettringitique.

Ce type de poche d'air surmontant une phase liquide et une pâte blanchâtre, est susceptible d'apparaître dans toutes les parties hautes des câbles ; leur existence, ainsi que leur localisation et leur répartition sont extrêmement dépendantes de la méthode et des conditions de remplissage des gaines. C'est ainsi qu'en l'absence de reprise d'injection, et même avec l'emploi d'un coulis à faible ressuage (1 %), l'injection de câbles de grande longueur (200 à 300 m) peut créer des poches d'air dont la longueur cumulée atteint 2 à 3 m... Dans ces conditions, il est fortement conseillé de reprendre l'injection avant le début de prise, pour achever le remplissage correct de la gaine et pour provoquer l'éjection de la pâte blanchâtre qui aurait pu éventuellement se former.

Ce phénomène de ressuage n'existe pas de façon systématique et dépend en particulier de la compatibilité entre le ciment et l'adjuvant. Il convient cependant de s'en prémunir et il est conseillé à l'heure actuelle, dans le cas de chantiers importants, de procéder à un essai de convenance avant le démarrage des travaux. Dans le cas de la construction d'ouvrages courants, il peut être conseillé d'utiliser des formules de coulis ayant des références d'emploi récentes, c'est-à-dire des formules ayant déjà été acceptées à l'issue d'essais de convenance réalisés lors de chantiers antérieurs.

Il reste néanmoins préférable de mettre au point des formules de coulis qui éviteraient ce phénomène de ressuage. Un programme de recherche devrait être lancé prochainement au LCPC, en collaboration avec la profession ; l'objectif de cette recherche serait de formuler des coulis adjuvantés aux propriétés rhéologiques adéquates et assurant une protection durable des câbles de précontrainte.

F. X. DELOYE, B. GODART ■

François Xavier DELOYE

Docteur-Ingénieur
(en retraite)
Ancien Chef de la Section
de Chimie Analytique au
LCPC

Bruno GODART

ITPPE - LCPC
Chef de la Division Fonctionnement et Durabilité
des Ouvrages d'Art
TEL : (1) 90 43 53 32