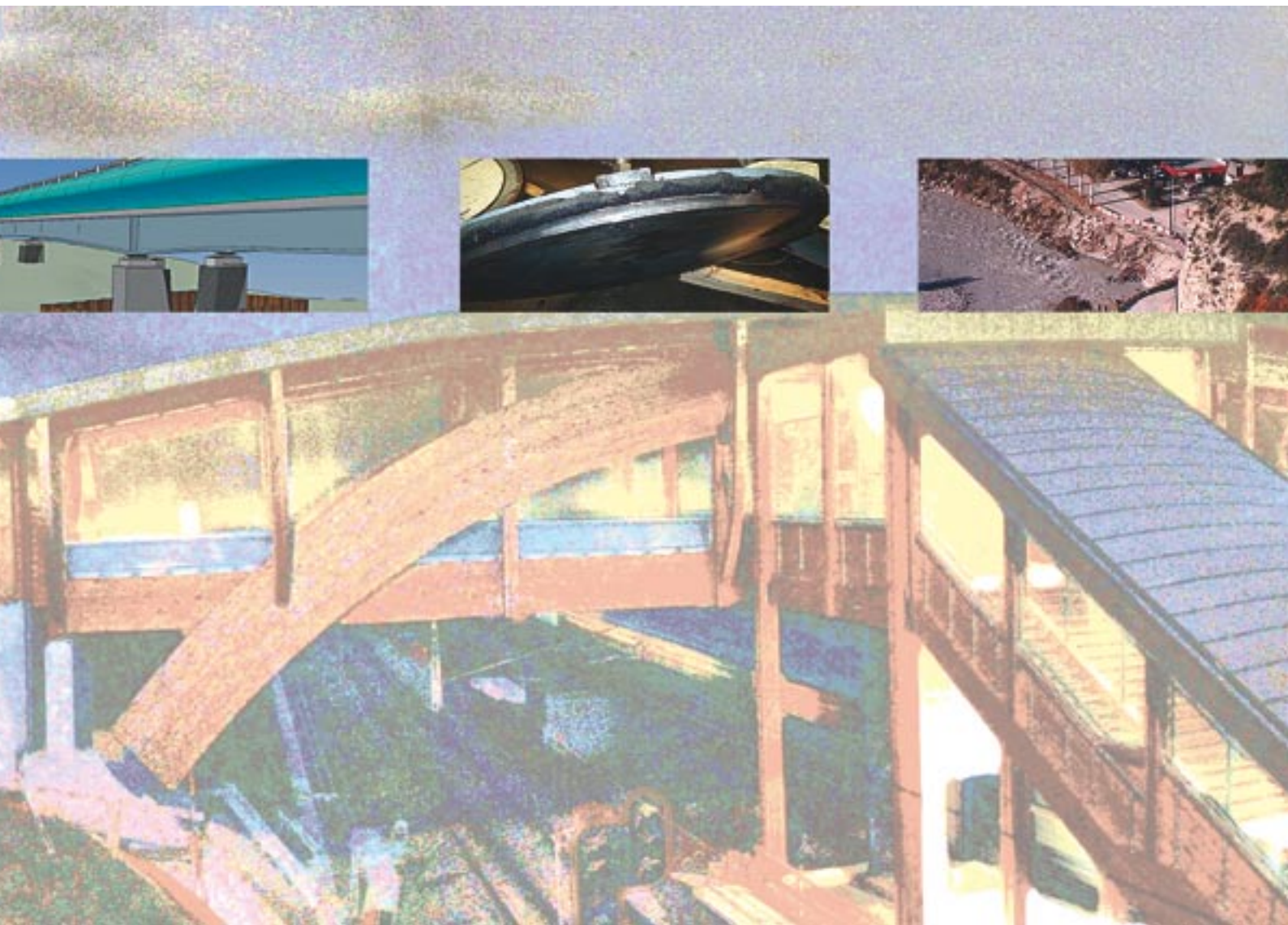


Ouvrages d'art



Liberté • Égalité • Fraternité

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



ministère
de l'Équipement
des Transports
de l'Aménagement
du territoire
du Tourisme et
de la Mer

SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Le projet du nouveau pont sur le Var à Puget-Théniers

Philippe Vion

☛ P. 2

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

La tenue au vieillissement des appareils d'appui des ponts routiers

Michel Dauvilliers, Michel Fragnet,
Jean-Pierre Lhermitte

☛ P. 11

QUALITÉ, ORGANISATION

La pratique de la conception assistée par ordinateur - Une expérience en DDE 31

Frédéric Rumeau

☛ P. 16

MATÉRIAUX

Les ponts en bois (*première partie*)

Points de repère sur un matériau mal connu

Vincent Barbier, Jacques Berthelémy

☛ P. 22

INFORMATIONS BRÈVES

Effets thermiques dans les dalles orthotropes

Jacques Berthelémy

☛ P. 30

Remarque sur la tenue d'une chape d'étanchéité par feuille après 15 ans de service

Michel Fragnet

☛ P. 30

Soutenance de thèse

par Laurence Davaine

☛ P. 31

Stages

☛ P.31

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P.32

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Hélène Abel-Michel, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Ferry Tavakoli (CETE de Lyon), Jean-Cristophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (LCPC), Claude Bois (MISO). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Coordination : Jacqueline Thirion (Sétra) - tél : 01 46 11 34 82. Réalisation : Eric Riffardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère, 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2005

Le projet du nouveau pont sur le Var à Puget-Thénières

Philippe Vion

Lancement de l'opération

Le franchissement du Var dans la commune de Puget-Thénières, département des Alpes-Maritimes, est assuré par le Pont du Brouchier, qui dessert par la R.D. 2211A, la route de Roquestéron par le col Saint-Raphaël. Il est à noter que la R.D. 2211A sert de déviation à la R.N. 202 pour rejoindre Nice, lorsque la Nationale est coupée dans la partie aval au niveau des gorges de la Mescla.

L'ouvrage existant, construit en 1888, est un pont métallique à poutres latérales constitué de trois travées, de 64 m de longueur totale (photo 1a). Le pont du Brouchier comporte une voie unique de circulation et un trottoir en porte-à-faux. L'étroitesse du pont et l'état de corrosion de la structure métallique (photo 1b) ne justifient pas une réparation. Le Conseil Général des Alpes-Maritimes a donc décidé en 1999 de réaliser un nouvel ouvrage de franchissement du Var sans appuis en rivière. Le nouveau pont comportera deux voies de circulation de 3,50 m chacune, et deux larges trottoirs.

L'emplacement du nouveau pont a été choisi 50 m à l'aval du pont actuel, dans l'axe de la R.D. 16, afin d'améliorer le carrefour en rive gauche entre la R.N. 202, la R.D. 16, et la R.D. 2211A. En rive droite, il existe une plate-forme naturelle qui facilite l'aménagement du carrefour entre la route de l'hôpital, la route de Roquestéron et la R.D. 2211A.

Le trafic journalier est de 3 500 véhicules sur la R.N. 202 et de 1 200 véhicules sur la R.D. 2211A, cette dernière peut avoir à supporter 2600 véhicules par jour quand il y a une coupure totale de la circulation dans la partie aval de la R.N. 202.



Figure 1 : plan de situation



Photo 1a : pont du Brouchier



Photo 1b : état de la structure métallique

Les contraintes du site

La ville de Puget-Théniers se trouve à 55 km au Nord-Ouest de Nice dans la vallée du Var. Le fleuve est à une altitude d'environ 400 m, au niveau du projet. Le site fait partie de la zone externe des Alpes occidentales, en bordure des chaînons subalpins méridionaux.

Le contexte général de l'opération est assez complexe. L'ouvrage projeté est situé au cœur de la ville dans une vallée encaissée entre des montagnes qui culminent à 1 500 m. Le versant en rive droite, très incliné, est proche de la plate-forme, et le rocher présente un pendage quasi vertical. Cette configuration soulève quelques inquiétudes sur la position et l'état du substratum rocheux sous le lit du fleuve. Le Var, qui coule d'Ouest en Est, est longé au Nord par la voie des Chemins de Fer de Provence et par la R.N. 202 (photo 2). La largeur du lit du Var est d'environ 70 m dans l'axe du projet.

Le Var est un fleuve torrentiel, ses débordements en période de crues sont violents. Les crues ont généralement lieu de septembre à novembre et de mars à mai. Pendant la crue de novembre 1994, le niveau du Var a augmenté d'environ 4 m en l'espace de quelques heures (fig. 2). Les dommages occasionnés par cette crue sur les infrastructures locales ont été importants. A l'entrée Est de Puget-Théniers, 200 m à l'aval du projet, la crue a emporté la voie ferrée et la Route Nationale (photo 3). Ces dommages sont principalement situés dans les courbures du fleuve.

La berge rive gauche est protégée par une digue ; au sommet de la berge rive droite un muret de soutènement maintient le chemin sur berge. Au droit du franchissement, les cotes NGF des lignes d'eau décennale et centennale sont respectivement de 400,80 m et 402,30 m. Pour tenir compte de l'exhaussement de la cote du fond de lit entre les relevés de 1995 et les derniers relevés, réalisés en 2000, nous avons ajouté 0,50 m à ces cotes fournies. Le point le plus bas est situé sur la berge rive gauche où le niveau de la digue est 2 mètres au-dessus de la ligne d'eau centennale. Il n'a pas été possible de prévoir une revanche de plus de 50 cm sous le tablier pour protéger celui-ci des embâcles de la crue centennale, compte tenu des contraintes géométriques.

La vallée du Var est en zone de sismicité II, la classe retenue est la classe C, car la R.D. 2211A n'est pas un maillon essentiel dans l'organisation des secours, par contre elle sert de déviation à la R.N. 202 quand celle-ci est fermée.

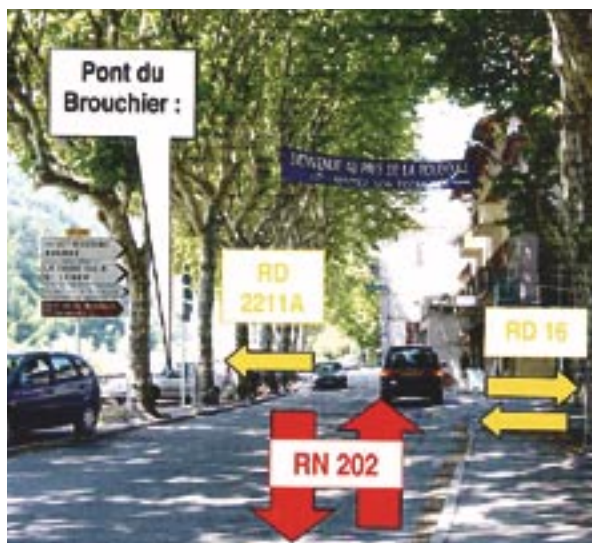


Photo 2 : R.N. 202 au droit du projet

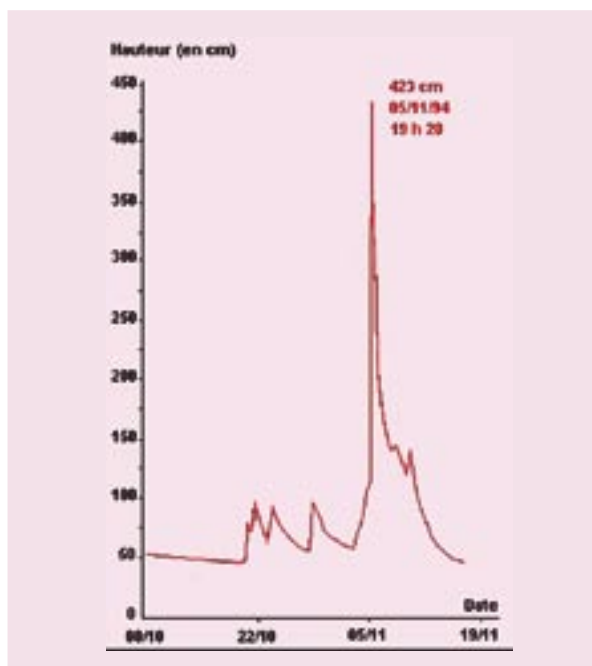


Figure 2 : variation du niveau du Var



Photo 3 : conséquences de la crue de 1994

Les études préliminaires

Au stade de l'étude préliminaire les solutions étudiées répondent aux contraintes géométriques du tracé :

- raccordement avec le profil en long de la R.N. 202 et du profil de la voie des Chemins de fer de Provence,
- débouché hydraulique avec un gabarit vis-à-vis des crues,
- revanche vis-à-vis des embâcles.

Le souhait du Maître d'ouvrage était de construire une structure marquante qui s'intègre bien dans le site et qui constitue un ouvrage esthétique à l'entrée du département des Alpes-Maritimes, en provenance du département des Alpes de Haute Provence. Les choix de conception sont guidés par les contraintes du site, tout en privilégiant la simplicité des formes et un coût raisonnable.

La Maîtrise d'œuvre du projet est assurée par la Direction des Infrastructures routières du Conseil Général des Alpes-Maritimes. La conception a été confiée au Sétra, en collaboration avec l'architecte Laurent Barbier, et la société Lightec pour des études de mise en lumière du pont.

L'étude préliminaire, qui a été présentée au Maître d'ouvrage en janvier 2001, a permis de dégager cinq solutions sans appui en rivière :

- **solution à poutres latérales**, 1 travée indépendante de 76 m de portée ;
- **solution bow-string**, 1 travée de 76 m de portée (fig. 3) ;
- **solution à haubans dissymétriques à tablier en béton précontraint avec pylône incliné et massif contrepoids situé au-delà de la plate-forme au milieu du carrefour**, 2 travées de 76 m et 30 m (fig. 4) ;
- **solution à haubans dissymétriques à tablier en ossature mixte avec pylône vertical et massif**

contrepoids situé sur la plate-forme, 2 travées de 66 m et 16 m ;

- **solution à haubans dissymétriques à tablier en béton précontraint avec pylône vertical et massif contrepoids situé sur la plate-forme**, 2 travées de 66 m et 16 m (fig.5).

Après estimation des solutions, la solution à poutres latérales s'avérait la plus économique. La solution bow-string était 13 % plus chère, les solutions haubanées dissymétriques avec pylône vertical étaient 22 % plus chères, la solution haubanée dissymétrique avec pylône incliné était 38 % plus chère.

En dépit du coût plus élevé, le Maître d'ouvrage a retenu la solution du pont haubané dissymétrique à tablier en béton précontraint et pylône vertical (fig. 5), car il souhaitait bâtir un ouvrage remarquable et élégant à l'entrée du département. L'ouvrage comporte une travée principale au-dessus du Var de 66,50 m de portée, une travée en rive droite de 16 m de portée et un massif d'ancrage de 12 m, soit une longueur totale de 94,50 m. Le pylône est constitué de deux fûts verticaux qui s'élèvent à 25,50 m au-dessus de la chaussée.

L'étude préliminaire complémentaire s'appuie sur les reconnaissances géologiques, géotechniques, la pré-étude sismique, et l'étude architecturale menées au cours de l'année 2001.

Les reconnaissances géologiques et géotechniques

Des reconnaissances géologiques et géotechniques ont été réalisées par le groupement d'entreprises EEG SIMECSOL – FONDASOL. Outre l'étude du contexte géologique avec visite du terrain, analyse cartographique et enquête documentaire, la campagne de reconnaissance prévoyait un profil géophysique par sismique réfraction, des sondages carottés avec prélèvements d'échantillons intacts, des sondages

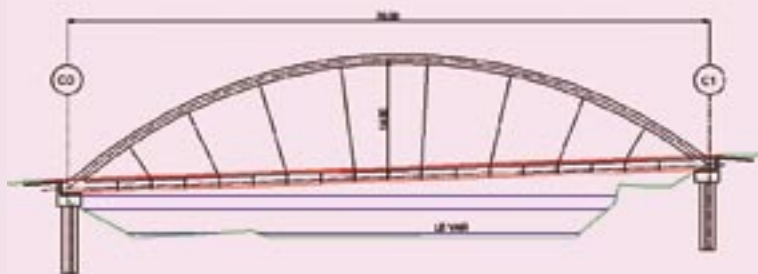


Figure 3 : solution bow-string

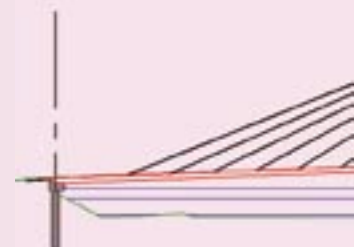


Figure 4 : solution haubanée

destructifs avec enregistrement des paramètres et des essais pressiométriques.

Le profil géophysique par sismique réfraction a permis de vérifier le profil du substratum rocheux sous le lit du fleuve qui ne présente pas d'irrégularité. Les coupes des sondages carottés et pressiométriques ont permis de déterminer un profil géologique dans l'axe de l'ouvrage projeté. Compte tenu de l'éloignement des sondages, l'entreprise n'a pas pu définir avec exactitude le toit du substratum sous le lit de la rivière.

La campagne confirme la présence de calcaires marneux gris fracturés à des profondeurs variant de la cote 393,00 m à 398,00 m NGF. Ces calcaires sont affleurants au sud du projet (en rive droite) avec des pendages de l'ordre de 50 à 80°. Ce substratum est surmonté par des remblais ou alluvions d'une épaisseur variant de 9 à 13 mètres. Les alluvions sont constituées de limons argileux.

En conclusion de l'étude géotechnique, il a été décidé de ne pas recourir à des fondations par puits sous la culée rive droite, toutefois, le massif contrepoids devra être descendu jusqu'au toit du substratum. Sous la culée rive gauche et sous le pylône, les fondations seront sur pieux.

La pré-étude sismique

Le canton de Puget-Théniers est classé en zone de sismicité II par le décret n°91-461 du 14 mai 1991. En l'absence de classement des ouvrages du département et en application de l'arrêté ministériel du 15 septembre 1995, la R.D. 2211A pouvant servir de déviation en cas de coupure de la R.N. 202, le Maître d'ouvrage a décidé de ranger l'ouvrage projeté dans la catégorie dite « à risque normal » en classe C. L'accélération nominale a donc été prise égale à $a_n = 3 \text{ m/s}^2$.

Des mesures particulières ont été prises pour garantir la résistance de l'ouvrage aux séismes. Ces mesures affectent plus particulièrement les appuis et les

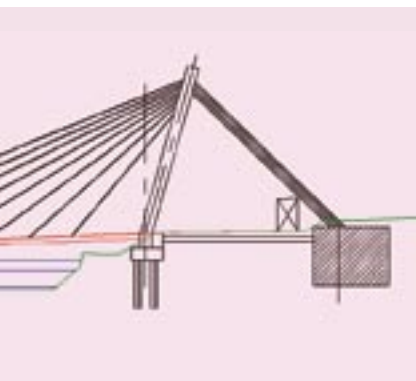
fondations. Outre la prise en compte d'un ratio de ferrailage important dans les piles et les pieux, nous avons prévu de retenir des pieux de petit diamètre, soit 110 mm à ce stade des études. En effet, à déplacement sismique imposé les efforts dans le pieu se réduisent quand le diamètre diminue.

La pré-étude sismique a permis d'évaluer les efforts horizontaux sur les différents appuis selon deux hypothèses d'appui du tablier sur la pile au droit du pylône, d'une part avec des appareils d'appuis glissants, d'autre part avec des appareils d'appuis à pot et des butées transversales. Le tablier est encastré sur la culée rive droite, et repose sur des appuis en néoprène avec une butée transversale sur la culée rive gauche. Ce premier calcul, réalisé à l'aide d'un modèle simplifié, a permis d'évaluer, de façon sécuritaire, les efforts horizontaux en tête des appuis sous l'effet du séisme. La justification des pieux et leur ferrailage pour la culée rive gauche a montré qu'il fallait augmenter le nombre de pieux de deux à quatre. Sous la semelle du pylône douze pieux sont nécessaires.

L'étude architecturale

L'étude architecturale du nouveau pont s'est appuyée sur différents critères : l'intégration dans le site en respectant l'harmonie des proportions, la conception d'un pont urbain prolongeant la voirie existante, l'amélioration de la perception de l'ouvrage dont le choix structurel représente une véritable identité.

Le revêtement de trottoirs, qui exprime la dimension urbaine de l'ouvrage, est composé de dalles en béton préfabriqué. Les culées sont équipées de murs pilastres supportant des mâts d'éclairage. Des projecteurs implantés au niveau du tablier éclairent les nappes de haubans affirmant la silhouette de l'ouvrage en perception nocturne. Les corniches - garde-corps monolithiques en béton sont surmontées par une main courante en acier inoxydable.



avec pylône incliné

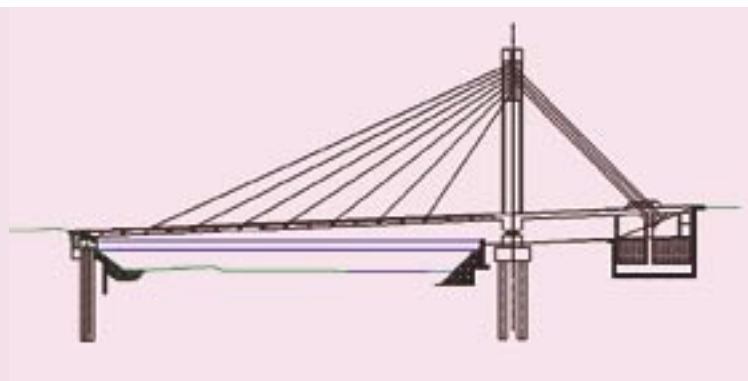


Figure 5 : solution retenue

Le projet d'ouvrage d'art

L'ouvrage est un pont haubané dissymétrique à tablier en béton précontraint avec une travée de 66,50 m au-dessus du Var et une travée de 16 m en rive droite. Le tablier est encastré dans le massif contrepoids situé au niveau de la plate-forme rive droite.

Le tablier

Dans la grande travée, le tablier est une dalle nervurée (fig. 6). La dalle centrale de 22 cm d'épaisseur est supportée par deux poutres longitudinales, de 90 cm de hauteur et 2 m de largeur, et des entretoises espacées de 3,60 m. Les hourdis en encorbellement portent les trottoirs. L'espacement des ancrages des haubans est de 7,20 m. Ils sont ancrés dans des engravures situées sous les nervures longitudinales. Cette disposition assure un transfert direct des forces des haubans.



Figure 6 : coupe transversale

Le profil en travers comporte une chaussée de 7,00 m, comprenant deux voies de 3,00 m, deux bandes dérasées de 0,50 m, et deux trottoirs de 3,80 m chacun (fig. 6). La largeur des trottoirs est de 1,70 m au droit des pylônes.

Dans la travée de rive le tablier est une dalle pleine.

Le tablier est précontraint longitudinalement par des câbles 19T15S situés dans les nervures et ancrés dans des bossages placés sur les faces internes des poutres. Il est prévu 7 paires de câbles de précontrainte. Les haubans ancrés à une extrémité dans la culée et dont les ancrages en travée sont répartis de manière à produire un effort normal constant dans la grande travée.

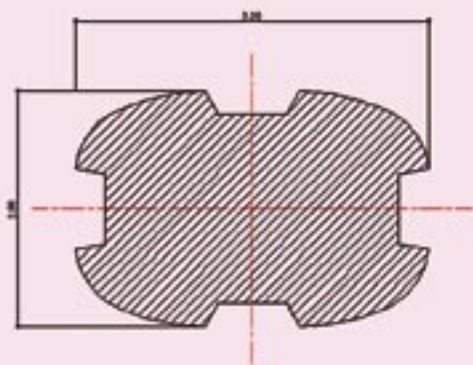


Figure 7 : coupe d'un mât

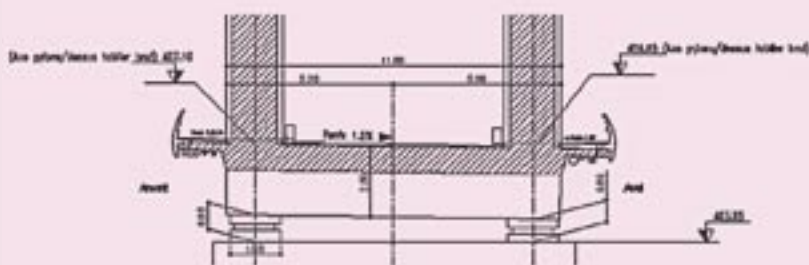


Figure 8 : entretoise au droit du pylône

Les pylônes et les haubans

La conception des mâts résulte de considérations techniques et architecturales :

- mâts verticaux,
- section constante de forme ovale qui s'inscrit dans un rectangle de 2 m par 3 m (fig. 7).

Les deux mâts sont encastrés dans le tablier au moyen d'une entretoise massive de section carrée de 2,5 m de côté (fig. 8).

Le haubanage de la grande travée est constitué de deux nappes de sept haubans en forme de semi-éventail. Les haubans de retenue sont constitués de deux nappes de quatre haubans en parallèle. Les nappes avant et arrière se trouvent dans un même plan.

La conception du haubanage a été conduite avec des câbles constitués de multi-torons parallèles. Toutefois, l'appel d'offre était ouvert aux autres types de câbles : multi-fils parallèles, et toron multi-couches.

Les sept paires de haubans de travée sont composées de torons de précontrainte T15S, dont le nombre varie de 15 à 22. Chaque toron comprend sept fils galvanisés de classe 1770 MPa. Les ancrages des haubans sur le tablier sont espacés de 7,20 m longitudinalement et de 9,80 m transversalement. Les quatre paires de haubans de retenue sont constituées de 37 torons de précontrainte T15S. Dans le massif contrepoids, les ancrages des haubans de retenue sont espacés de 0,90 m longitudinalement et de 9,80 m transversalement.

En tête de mât, les haubans sont répartis afin de minimiser la flexion dans les mâts sous charges permanentes.

Les câbles de haubans sont ancrés dans une pièce métallique centrale insérée dans le béton du mât (fig. 9). Entre deux flasques verticaux, de 25 mm d'épaisseur et 6 m de hauteur, les tubes circulaires servant d'ancrage aux haubans sont maintenus par des tôles de transition inclinées soudées sur les flasques. Elles donnent l'inclinaison des câbles ; le

projet prévoyait deux paires de tôles pour les haubans de retenue et une paire pour les haubans de travée. Les flasques verticaux sont connectés au béton par l'intermédiaire d'arceaux.

Les composantes horizontales d'ancrage des haubans de travée et de retenue sollicitent les flasques verticaux, et la composante verticale est transmise au béton par l'intermédiaire des connecteurs.

Les appuis

La conception de la culée rive gauche a été conditionnée par le raccordement avec la voie des Chemins de fer de Provence. A l'emplacement du pont, la voie ferrée est supportée par un mur de soutènement qui se transforme en un talus tronconique au milieu de la culée. Le choix a été de remplacer le talus par un soutènement en prolongement du mur existant et de placer la culée contre celui-ci. La culée est fondée sur pieux de 13 m de longueur. Elle est composée d'un mur garde-grève et de mur cache reposant sur un sommier de 1,45 m d'épaisseur. La présence des réseaux de concessionnaires sous les encorbellements du tablier a nécessité d'aménager la culée avec des chambres de tirage et de déviation. Des buses préfabriquées sont prévues sous la voie ferrée pour permettre le raccordement aux réseaux existants.

Le sommier de la culée rive gauche est équipé d'une butée parasismique pour bloquer les débattements latéraux du tablier.

La culée contrepoids est une boîte de 10 m de hauteur, 15,20 m de largeur, et 12 m de longueur. Elle repose sur le toit du substratum, et est composée de plusieurs cellules en béton armé remplies de grave compactée. Un couloir permet d'accéder aux ancrages bas des haubans de retenue.

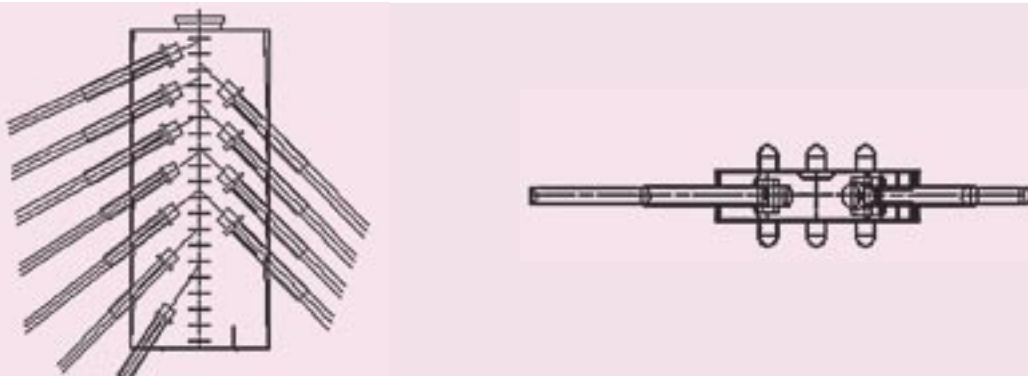


Figure 9 : pièce métallique d'ancrage des haubans

Les modèles de calcul

Au stade de l'étude préliminaire, l'ouvrage a été modélisé en 2D à l'aide du programme à barres ST1 du Sétra. Au stade du projet, trois modèles de calculs ont été utilisés : un modèle ST1 2D pour les calculs statiques et les phases de construction avec prise en compte des phénomènes différés (fig. 10), un modèle ST1 2D pour la flexion transversale du tablier, et un modèle PCP 3D pour les analyses modales et spectrales de l'ouvrage.

PCP est un programme de calcul à base d'éléments de poutre, il a permis de faire l'analyse sismique de l'ouvrage. Le modèle spatial est constitué de trois poutres longitudinales, les deux poutres latérales représentent les nervures et la poutre centrale la dalle. Ces poutres sont liées par des entretoises transversales (fig. 11).

Le spectre de la réponse élastique est celui défini par les règles AFPS92 avec une accélération de 3 m/s^2 et un pourcentage d'amortissement critique de 5% en référence au « guide de conception des ponts courants en zone sismique » du Sétra.

Les résultats de l'analyse modale sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Les efforts déterminés à partir du calcul sismique ont été déterminants dans la justification de l'ouvrage. Notamment, la base des mâts et son ferrailage a été justifiée vis-à-vis du mode 4, et la butée sismique sur culée rive gauche vis-à-vis du mode 8, qui sont des modes transversaux.

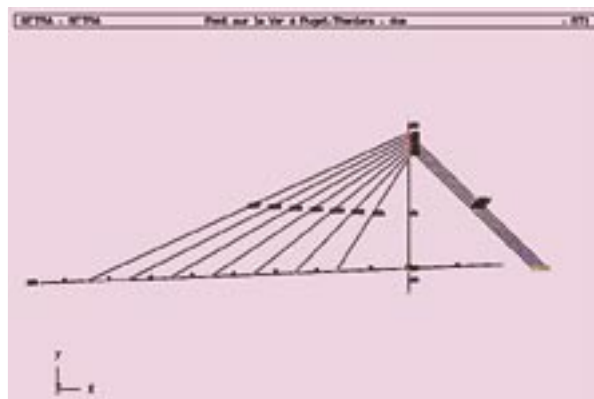


Figure 10 : modèle ST1 2D

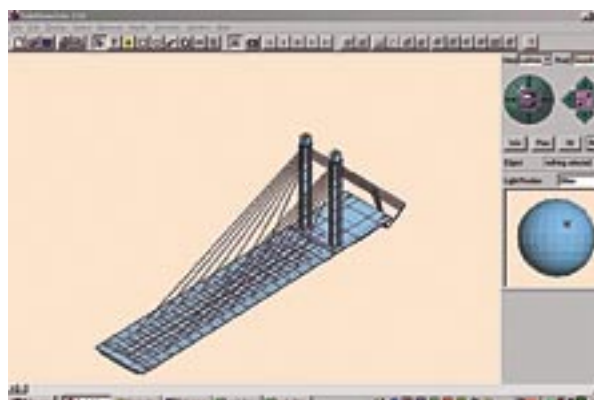
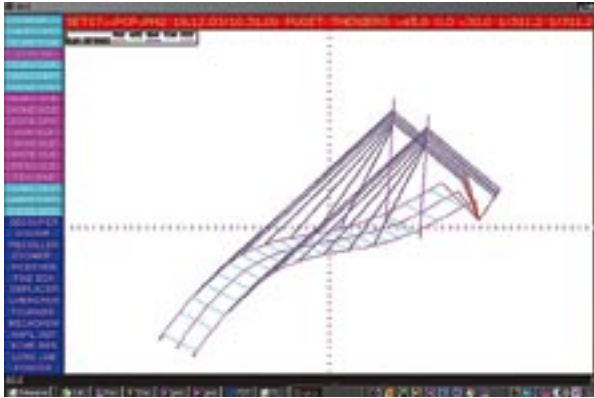
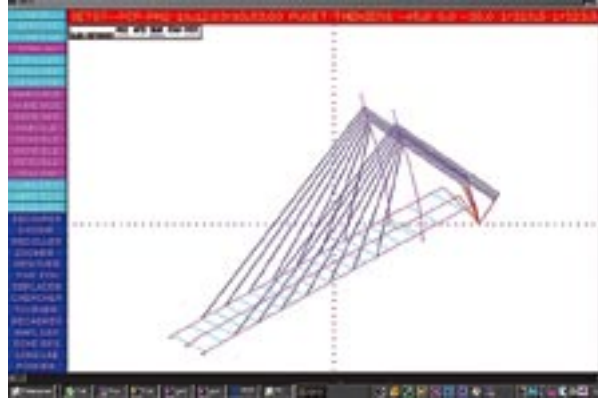


Figure 11 : modèle PCP pour l'analyse dynamique

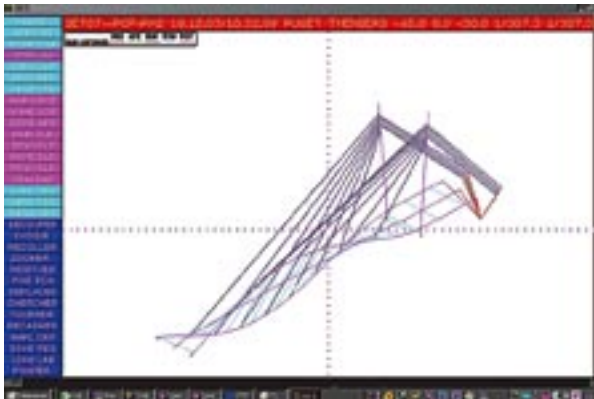
Numéro de mode	Fréquence en Hz	Type de mode
1	0,862	Vertical tablier (1 onde)
2	1,493	Torsion tablier (1 onde)
3	1,786	Flexion latérale des mâts antisymétrique
4	1,786	Flexion latérale des mâts symétrique
5	1,887	Vertical tablier (2 ondes)
6	2,941	Torsion tablier (2 ondes)
7	3,333	Vertical tablier (3 ondes)
8	3,704	Transversal tablier
9	4,980	Torsion tablier (3 ondes)
10	5,000	Vertical tablier (4 ondes)



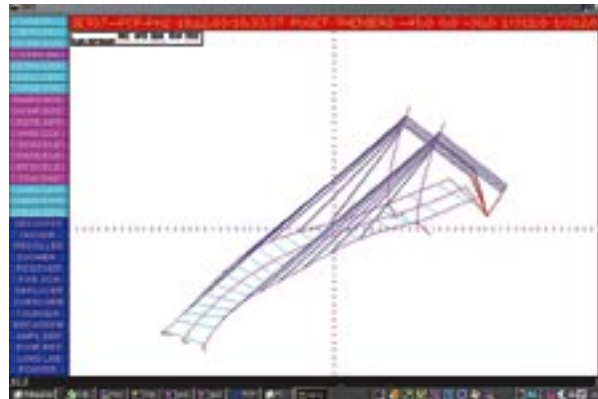
Mode 1 : vertical tablier 0,862 Hz



Mode 4 : flexion des mâts symétrique 1,786 Hz



Mode 2 : torsion tablier 1,493 Hz



Mode 8 : transversal tablier 3,704 Hz

Les méthodes de construction

La construction de la travée de rive et du pylône est prévue à l'abri d'un batardeau sur la berge. Les mâts sont construits à l'aide de coffrages grimpants par levées d'environ 4 m.

Compte tenu de la faible hauteur du tablier au-dessus du lit du fleuve, nous avons proposé de construire la travée principale du tablier sur cintre général. La réalisation du cintre nécessite la construction de deux palées provisoires constituées de tubes métalliques foncés dans le lit du Var. Ces palées sont réalisées simultanément aux pieux de fondation.

Le tablier est réalisé en quatre tronçons depuis le pylône jusqu'à la culée rive gauche. Le premier tronçon

est bétonné en même temps que la base des mâts du pylône et son entretoise transversale. Les trois autres tronçons sont réalisés de préférence hors périodes de crues.

Quand le béton du tablier a une résistance suffisante les haubans sont mis en tension, puis les coffrages, le cintre et les palées sont retirés.

La réalisation de la grande travée sur cintre présente des risques non négligeables, car il est assez difficile de prévoir un phasage de construction qui échappe aux périodes de crues.

Conclusion

La construction de l'ouvrage a débuté en octobre 2003, et la durée des travaux est de 15 mois.

Pour s'affranchir des risques de crues le groupement d'entreprises Razel/Cari a proposé de construire l'ouvrage parallèlement au Var, et de le mettre en place par rotation.

Le tablier est coulé en place sur cintre général, les mâts sont construits à l'aide de coffrages grimpants. Après mise en tension des haubans l'ensemble tablier-pylône est amené dans sa position définitive par une rotation de 90° autour d'un point pivot situé sous l'appui amont du pylône.

La méthode de construction a nécessité quelques adaptations. La culée contre-poids a été coupée en deux parties, une partie mobile liée au tablier et une partie fixe faisant office de massif de fondation. Une longrine de rotation a été ajoutée, ainsi le tablier repose au droit de son appui aval sur une selle en acier inoxydable qui glisse sur des patins en téflon disposés sur la longrine circulaire ■

Crédit photos : Sébastien Braquehais (Razel P.a.c.a) : photo 1a - Philippe Vion (Sétra) : Photo 1b - SEGC Foncier de Nice : photo 2 - Albert Laurens (DDE 06 Subdi de Puget-Théniers) : photo 3 - Dessins : SEGC Foncier de Nice : figure 1 - DIREN P.a.c.a : figure 2 - Philippe Julien (Sétra) : figures 3 à 9 - Razel/Cari : figure 12.

Quelques chiffres

Déblais : 6000 m³

Palplanches : 22 t

Pieux : 260 ml

Béton piles et culées : 1800 m³

Béton tablier et pylône : 1000 m³

Armatures passives : 335 t

Armatures de précontrainte : 21 t

Haubans : 31,2 t

Montants des travaux : 5,25 M€ T.T.C.

Maître d'ouvrage : Conseil Général des Alpes-Maritimes

Maître d'œuvre : Conseil Général des Alpes-Maritimes – Direction des routes – Sous-Direction de l'investissement routier

Projet : Sétra - CTOA

Architecte : Laurent Barbier

Contrôles extérieurs : CETE Méditerranée - Laboratoire régional de Nice

Titulaire du marché : Groupement Razel (Mandataire), Cari

Sous-traitants : Botte-Sade (fondations), Simeco (berlinoise), Cozzi (béton), Baudin-Chateaneuf (haubans), PCB (précontrainte, appareils d'appuis, joint de chaussée)

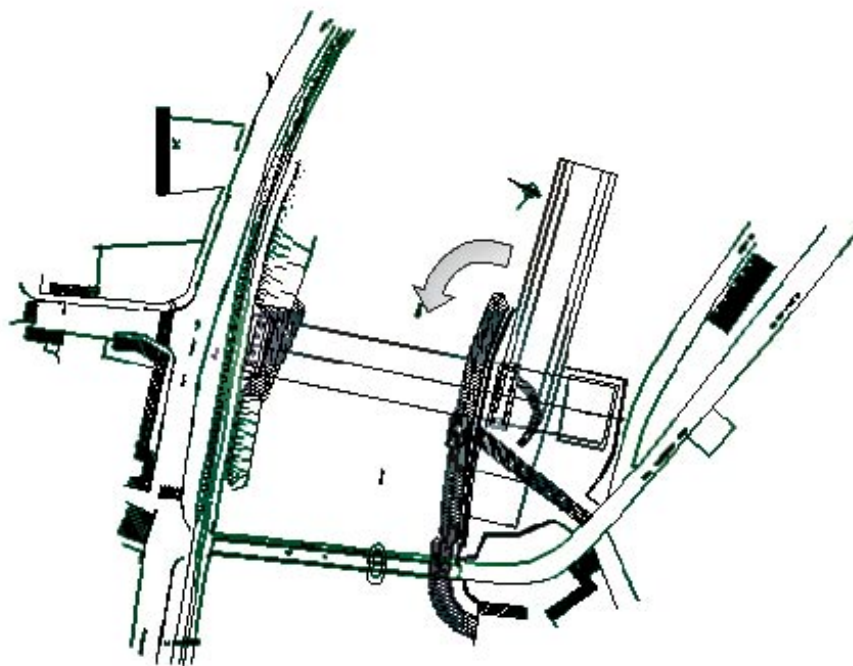


Figure 12 : vue en plan de la mise en place par rotation

La tenue au vieillissement des appareils d'appui des ponts routiers

Michel Dauvilliers, Michel Fragnet, Jean-Pierre Lhermitte

Introduction

La tenue au vieillissement des appareils d'appui des ponts routiers a toujours été une préoccupation des responsables de la gestion des ouvrages d'art. Ceci pour plusieurs raisons :

- ces produits comportent des éléments comme l'élastomère ou l'acier qui peuvent être sensibles à une altération par l'environnement,
- ils sont composés de pièces en mouvement dont l'usure par frottement peut modifier les caractéristiques du produit et donc les conditions de fonctionnement de la structure,
- enfin, les appareils d'appui sont des éléments de la structure et jouent un rôle fondamental dans le bon fonctionnement de celle-ci et toute altération ou défaut de fonctionnement peut être grave pour ladite structure.

L'ensemble de ces éléments conduit donc à se préoccuper de leur durabilité. Or les informations dans la littérature sont relativement peu nombreuses. A l'occasion de la rédaction du chapitre 6 « durabilité et vieillissement » du guide AFPC « appareils d'appui en caoutchouc » [2], nous avons effectué une recherche bibliographique qui s'est avérée assez peu satisfaisante au final faute d'éléments probants, voire par l'existence de résultats contradictoires.

A l'occasion d'opération de changement d'appareils d'appui ou de la démolition d'ouvrages ayant entre 15 et 20 ans, nous avons récupéré des appareils d'appui en caoutchouc fretté et à pot et le Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien (LROP) a procédé à une analyse.

L'objet du présent article est de présenter les principales conclusions que l'on peut retenir de ces investigations.

La tenue au vieillissement en service des appareils d'appui en caoutchouc fretté

Deux séries d'échantillons ont été recueillies. La première provenait d'un ouvrage sur lequel les appareils d'appui ont été changés, la seconde d'une démolition d'un ouvrage. Dans les deux cas, les ouvrages avaient entre 15 et 20 ans [3]. La comparaison des caractéristiques après ces années de service avec celles initiales s'est avérée difficile car

nous n'avons pas pu retrouver un marquage ou une identification de lot qui aurait permis de retrouver les caractéristiques contrôlées à la fabrication. En fait, nous n'avons pas grande illusion sur cette possibilité plus de 20 ans après, dans des unités de fabrication maintenant disparues.

Première série

Il s'agit, probablement, d'une fabrication Pincet-Baratte/STUP compte tenu de l'existence de frettes extérieures peintes en rouge. A l'époque, les appareils d'appui étaient découpés dans des plaques mères de grandes dimensions car on retrouve effectivement des faces découpées.

Pour l'analyse, faute d'élément d'identification, nous avons comparé les caractéristiques actuelles avec celles des spécifications de l'époque qui faisaient l'objet du bulletin technique N°4 du Sétra (BT4) de 1974 [1].

Sur ces appareils d'appui nous n'avons fait que des **essais de module G et de tenue en adhérence au cisaillement**.

Les méthodes d'essais sont celles conformes à la norme XP T 47 815 actuellement en vigueur, mais elles n'ont pratiquement pas évoluées depuis 1974.

Sur les échantillons des appareils d'appui récupérés, **le module G mesuré est de 0,96** alors que la spécification du BT4 le fixait à $G = 0,8 \pm 15\%$ soit entre 0,68 et 0,92.

Si on admet que le produit initial était conforme donc dans la fourchette, **on peut émettre l'hypothèse d'une augmentation de l'ordre de 5 à 6 % en 20 ans**. Ceci corrobore d'autres observations dans la littérature.

A noter que cette valeur mesurée est très proche de celle obtenue sur des appareils d'appui ayant subi un essai de tenue à la chaleur avec un cycle de 72 h à 100°C. Ceci confirme que ce vieillissement conventionnel est corroboré par ces observations du comportement naturel.

Sur la tenue en cisaillement, la première observation faite est que les faces découpées à l'origine comportent une désadhésion d'une profondeur de 5 cm environ. Par contre, les découpes dans le cœur de l'appareil ont permis de voir une parfaite adhérisation que la tenue lors de l'essai a confirmé jusqu'à $tg \gamma = 1,75$.

Sur ce point **l'évolution est satisfaisante**.

Mais ces observations sur la désadhésion des tranches sciées confirment aussi le bien fondé de la modification des techniques de fabrication que la norme XP T 47 815 a imposé avec des appareils d'appui entièrement moulés sans frettes apparentes qui font maintenant l'objet de la marque NF et, bientôt, du marquage CE.

Seconde série

Pour cette seconde série, nous n'avons pas pu faire les essais de module G et de tenue en adhérence sous cisaillement compte tenu de l'état des appareils d'appui après l'opération de démolition. Nous n'avons donc effectué que des mesures des caractéristiques du mélange de base, là aussi en effectuant une comparaison avec ce que l'on était censé avoir à la fabrication, conformément au BT4.

Les appareils d'appui sont, vraisemblablement du fait de l'existence de feuillets en caoutchouc extérieurs, de marque CIPEC fabriqués par l'usine Couqueberg (devenue SNAC depuis).

Là non plus, nous n'avons pas retrouvé d'éléments d'identification.

Essais	Normes NF	BT4	½ feuillet extérieur face A		½ feuillet extérieur face B		Feuillet élémentaire central	
			Angle	Cœur	Angle	Cœur	Angle	Cœur
Résistance à la rupture MPa	T 46 002	≥ 12	11,33	11,75	13,26	11,73	13,3 13,6*	12,69 13,96*
Allongement à la rupture %	T 46 002	≥ 450	313,5	316,2	327,6	311,3	372,6 367,5*	347,0 370,4*
Dureté DIDC**	T 46 003	55 à 65	67	65	68	68	59,5 67*	60 66,5*
DRC % (Déformation Rémanente à la Compression)	T 46 011	< 20	22,16	20,75	20,79	27,85	21,67	15,99

* Essais réalisés après tenue à la chaleur : 72 h à 100°C

** Dureté Internationale de Dureté du Caoutchouc (Cf. ISO 48)

Nous présentons, dans un tableau synthétique, les résultats en les mettant en parallèle avec les spécifications du BT4.

Si l'on part de l'hypothèse que les produits avaient des caractéristiques conformes au BT4 à la fabrication, on peut conclure ceci :

- l'allongement à la rupture a tendance à décroître au fur et à mesure du vieillissement,
- par contre, l'évolution de la résistance à la rupture n'est pas mise en évidence,
- la dureté DIDC tend à augmenter ce qui corrobore l'observation sur l'évolution du module G observée dans l'analyse précédente (Cf. § Première série)⁽¹⁾,
- l'évolution des caractéristiques après essais de tenue à la chaleur dénote une fabrication avec une cuisson à cœur insuffisante. Cette observation est la confirmation d'une conclusion faite par MM. A. Chabert, LCPC, et M. Dauvilliers lors d'une étude sur des appareils d'appui. Voir Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 129, 1984.

La tenue au vieillissement en service d'appareils d'appui à pot

Lors de la dépose des appareils d'appui sur deux ouvrages ayant entre 11 et 15 ans d'âge, le LROP, sur commande du Sétra [4], a procédé à un démontage de ceux-ci afin de pouvoir observer l'état de ces appareils d'appui à pot (AAP) après plusieurs années de service, parfois dans des conditions difficiles.



Photo 1 : vue du joint anti-extrusion, du dessus d'un coussin en élastomère et la rive de la virole avec les traces d'oxydation.

Les principales conclusions que l'on peut tirer de ces observations sont les suivantes.

- 1 - D'une manière générale, le coussin d'élastomère en caoutchouc (naturel) est en très bon état et a conservé ses caractéristiques initiales (dureté shore sans changement).
- 2 - Le joint anti-extrusion en laiton constitué de 3 anneaux ouverts dont les trois extrémités sont décalées de 120° est aussi parfaitement conservé et en parfait état de fonctionnement (photo 1).
- 3 - Par contre, nous avons relevé une oxydation, peu prononcée, de la zone de contact de la virole sur laquelle vient s'appuyer le piston. Cette oxydation n'est pas encore importante mais est pratiquement systématique sur tous les appareils examinés. Ceci corrobore une observation faite sur d'autres AAP. Il faut y voir la conséquence du fait que cette partie ne reçoit pas, après usinage, une protection contre la corrosion car une peinture serait très vite usée par le frottement. Dans les fabrications actuelles, ces parties sont maintenant bien graissées.
- 4 - Le joint d'étanchéité entre le dessus de la virole et le dessous de la platine piston constitué par un joint Compriband® en bitume a mal vieilli et a pu laisser pénétrer de l'humidité (photo 2).

Pour la composition d'un appareil d'appui à pot, se reporter à la figure 2.1 du guide cité en 5 de la bibliographie).



Photo 2 : un piston et état du joint Compriband®.

(1) Il existe une relation entre la dureté d'un élastomère et la valeur du module G.

5 - La protection contre la corrosion a été réalisée par une métallisation au zinc suivie de peinture.

Cette protection contre la corrosion ne résiste pas bien aux chocs et aux frottements. Par ailleurs, dans certaines parties, la métallisation n'est pas peinte et reçoit directement la plaque de glissement en acier inoxydable ; on observe alors des traces blanchâtres dénotant une oxydation par des embruns suite à une absence de traitement par colmatation de la couche poreuse de la métallisation (traitement prévue par la norme sur la métallisation).

Cela recoupe des observations faites sur d'autres AAP. Dans le cas présent, il avait été mis en œuvre, en bord suite à la demande du contrôle extérieur à l'époque, un petit cordon de colle qui n'a pas été à la hauteur de l'objectif visé.

Ce phénomène ne devrait plus se produire avec les produits actuels car la norme NF EN 1337-2 (article 7.3, 2^{ème} alinéa) exige que le système de protection contre la corrosion soit complet sur toutes les surfaces, y compris sous les plaques de glissement.

6 - La plaque de glissement en acier inoxydable (épaisseur mesurée : 1,5 mm) était fixée sur la platine support par des vis à têtes fraisées Ø 5 dont le démontage n'a pas posé de problème.

7 - L'état des pistons, notamment de la surface de contact avec le coussin, est correct.

8 - La ligne d'appui sur cet ouvrage comportait un AAP multidirectionnel et un AAP guidé par clavette centrale (photo 3).

Le démontage de cette clavette a été aisé et sans problème, ce qui atteste le bon état de la protection contre la corrosion ainsi que la présence de graisse de serrage. Par contre, ces vis HR sont censées être serrées avec un certain couple, ce que nous n'avons pas retrouvé !



Photo 3 : la clavette de guidage centrale.

9 - Les plaques de PTFE⁽²⁾ (épaisseur ≈ 1,5 mm) présentent, par contre, un fluage important avec une répartition que les spécialistes considèrent comme normale, à savoir, un écrasement plus important sur la périphérie avec un fluage de l'ordre de 5 à 8 mm (coté culée) (photo 4).

Sur un AAP sur pile, la plaque de PTFE n'était pas découpée en 4 parts comme sur les autres AAP mais restait unique (pourquoi cette différence de traitement?) et on notait une zone centrale qui, manifestement, n'avait pas subi de contrainte avec un état quasi neuf du PTFE (alvéoles bien formées, graisses comme neuve, etc.).

Bien entendu, certaines des dégradations du PTFE étaient consécutives à un dépassement du pot de la zone de la plaque de glissement en acier inoxydable et un parfait rabotage du PTFE et/ou un glissement directement sur la platine support.

Les nouveaux AAP en remplacement ont reçu des plaques de PTFE plus grandes suite à une vérification de la note de calcul de l'ouvrage afin de ne pas diminuer la pression.

10 - L'orientation aléatoire des motifs alvéolaires observée sur les AAP maintenant prévue par la norme NF EN 1337-2 (photo 1) ne semble pas avoir joué un rôle important, ce qui nous amène à nous interroger sur le bien fondé de cette prescription.

Ces observations ont été très instructives, notamment en confortant certaines positions prises par la France lors de la mise au point de la norme EN 1337-5 (dont la publication est prochaine). Ces éléments d'observations vont nous permettre de mieux porter notre attention sur les points de détails qui peuvent porter atteinte à la durabilité du produit alors que, globalement, on peut estimer que ces types d'appareils d'appui ont un comportement durable satisfaisant.



Photo 4 : écrasement sur la périphérie

(2) PolyTétraFluoroEthylène ou Téflon

Nous tenons à remercier les personnes suivantes qui ont permis de faire ces analyses en mettant à disposition les appareils d'appui, les moyens d'observations ou en nous alertant sur l'intérêt de ces observations.

MM. Y. Picard (DREIF-OA), M. Laude (CETE de l'Ouest-DOA), PCB (notamment M Y. Mangin) ■

Références bibliographiques

1 - Bulletin Technique N°4 du Sétra sur les appareils d'appui en élastomère fretté (périmé)

2 - Guide AFPC « appareils d'appui en caoutchouc fretté »

3 - PV N°39366-1 (PV 1 et 2) du LROP de Trappes sur les essais sur des appareils d'appui en caoutchouc fretté récupérés lors du changement sur A15-PS23 et suite à la démolition du pont de Savenay (17.02.04).

4 - PV N° 40318. Observations sur les appareils d'appui à pot récupérés et démontés (juin 2004).

5 - Guide « appareils d'appui à pot de caoutchouc » 09-2000 - Sétra (Réf. F0033).

Crédit photos : LROP de Trappes - Sétra



Photos 5 : état des plaques de PTFE

La pratique de la conception assistée par ordinateur

Une expérience en DDE 31

Frédéric Rumeau

L'utilisation de la 3D

Comme l'ensemble des services techniques du ministère, nous utilisons au bureau d'études ouvrages d'art le logiciel de dessin assisté par ordinateur (D.A.O.) Autocad. C'est un outil de dessin 2D puissant, complet et qui n'est pas trop difficile à maîtriser. Depuis presque quinze ans nous produisons la totalité de nos plans grâce à lui.

A l'occasion du projet particulièrement complexe de la passerelle Pinot, un bow-string coiffé d'une couverture constituée d'une résille de bois à 45°, nous avons réalisé notre première modélisation 3D. Celle-ci s'avérait indispensable pour mener à bien l'étude de la couverture. Lors de ce projet nous avons pu apprécier tout l'apport qu'offre la 3D pour définir et préciser les formes. Nous avons alors décidé de poursuivre et d'étendre l'utilisation de la 3D aux nouveaux projets. (fig. 1)

Les avantages en matière de modélisation, de visualisation et de présentation de ce logiciel ne comblaient cependant pas les lacunes de son modèleur 3D en terme de performance et de souplesse. La recherche d'un produit plus adapté nous a orientés vers les logiciels de conception assistée par ordinateur (C.A.O.) « du commerce ».

Ces logiciels ont pour principale caractéristique d'être des modèleurs 3D flexibles dont les variables dimensionnelles peuvent être calculées par un tableur. Leurs modifications au cours de la conception ne posent plus de problème et peuvent être effectuées très rapidement. Il devient alors possible de concevoir des objets ou des ensembles d'objets, modifiables à volonté, autorisant toutes les mises en plan voulues.

Bien que ces logiciels soient principalement conçus pour l'aéronautique, l'automobile ou la mécanique générale, il nous est apparu possible de les détourner afin d'en appliquer les fonctionnalités au domaine des ouvrages d'art.

Dans la mesure où un ouvrage d'art peut être conçu comme un assemblage de pièces ayant un lien entre elles (tablier, piles, culées...), l'utilisation de la C.A.O. s'avère pertinente.

De fait, ses fonctionnalités peuvent être intéressantes à deux niveaux en ce qui concerne les ouvrages :

- au niveau des ouvrages non courants, l'utilisation d'un modèle 3D répercutant les variations introduites au cours de la conception permet d'envisager l'étude de structures à géométrie complexe de l'avant-projet au marché. De plus, ce modèle peut servir de maquette virtuelle lors de la phase de contrôle de l'exécution ;
- au niveau des ouvrages courants, la possibilité de réaliser des modèles entièrement paramétrables d'ouvrages types tel que ceux définis par les dossiers pilotes du Sétra (PIPO, PICF, PSIDP...), offre l'avantage de pouvoir étudier et mettre en plan très rapidement ce type d'ouvrage.

Ce type de produit paraît donc convenir pour pallier les insuffisances de la D.A.O. et satisfaire pleinement nos critères. Nous allons voir plus en détail comment.



Figure 1 : passerelle PINOT modélisée en 3D avec Autocad

Les outils de CAO

Depuis maintenant quelques années on peut acquérir des logiciels de conception 3D paramétriques performants fonctionnant sous environnement Windows. Les principaux sont : Catia, ProEngineer, Solid Works, Solid Edge, Inventor.

Ces logiciels utilisent des outils équivalents et une architecture similaire pour créer des objets volumiques paramétrables. Leurs principes généraux peuvent être décrits comme suit :

- l'objet créé est, soit une pièce volumique paramétrée, soit un assemblage de pièces paramétrées adaptatives entre elles (10 000 pièces et plus) ;
- l'espace de conception et d'assemblage est structuré géométriquement à l'aide d'éléments de constructions paramétrables et adaptatifs (points, axes et plans). Les volumes créés s'appuient sur cette structure ;
- la création sur un plan de construction d'un dessin 2D, appelé esquisse, dont on contrôle la géométrie et les dimensions (paramètres) et auquel on applique une fonction 3D, (extrusion, révolution, lissage, balayage) détermine un volume qui deviendra une pièce (fig. 2) ;
- l'ensemble des variables dimensionnelles peut être défini et contrôlé à l'aide d'un tableur de type Excel.

Signalons pour terminer que les vues et les coupes 2D obtenues à partir du modèle sont automatiquement créés et mises à jour.

Après étude des différents produits, notre choix s'est porté sur le logiciel Inventor développé par Autodesk, l'éditeur d'Autocad. Notre décision a été motivée par deux critères : une parfaite compatibilité avec Autocad et un prix d'achat raisonnable.

Cela fait maintenant trois ans que nous utilisons avec succès le logiciel INVENTOR. Nous pouvons donc aujourd'hui tirer un premier bilan de cette expérience.

Nous allons décrire plus précisément, dans les paragraphes qui suivent, les deux principaux champs d'application que nous avons commencé à développer :

- la création de modèles parfaitement définis tels que le pont cadre (PICF) ou le pont dalle (PSIDP) dont la géométrie répond à toutes les définitions possibles en plan et en long ;
- l'utilisation d'un modèle adapté à l'étude et à la conception d'ouvrages non courants, pour réaliser le DCE d'un ouvrage d'art sur la Garonne.

Création de modèles type

Les caractéristiques propres à la CAO, telles que nous les avons décrites plus haut, permettent de construire une structure géométrique plastique sur laquelle appuyer une définition détaillée d'un ouvrage type.

En effet, il est possible de paramétrer correctement une série de plans et d'axes de construction pour que ceux-ci adoptent une configuration spatiale et géométrique particulière. A partir de là, le dessin d'esquisses type telle que la coupe transversale d'un tablier dalle béton ou d'un cadre fermé sur des plans appropriés, produit un volume qui obéira dans ses moindres détails à la définition recherchée, après application de la fonction 3D adéquate (fig. 3).

Une feuille Excel regroupant l'ensemble des paramètres dimensionnels, contrôle les esquisses et les plans. Cette feuille assure une série de calculs se répercutant sur le modèle. Ces calculs peuvent être des formules conditionnelles ou résultant de macros.

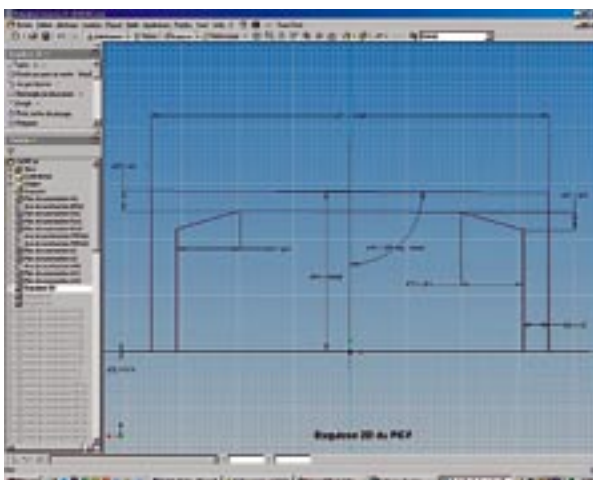


Figure 2 : esquisse 2D du PICF (Passage Inférieur Cadre Fermé)

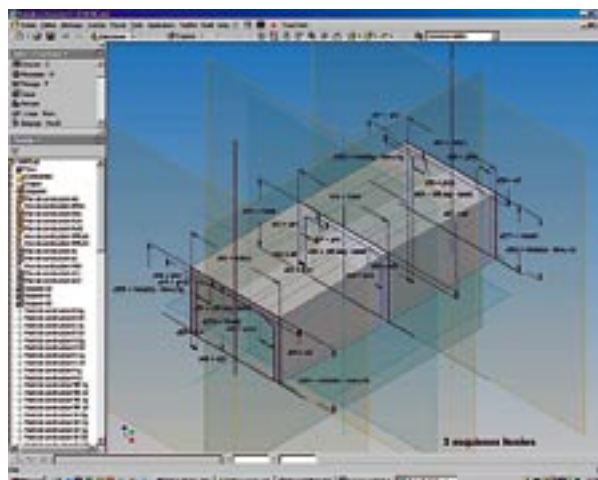


Figure 3 : lissage de 3 esquisses 2D du PICF

Une fois la pièce de base réalisée, la création des pièces suivantes, en vue de constituer l'assemblage final, est grandement facilitée par le réemploi de la première structure géométrique créée. La fonction d'adaptabilité, propre à la CAO offre en outre la possibilité de simplifier considérablement la construction des pièces. Par l'intermédiaire de contraintes de plaquage, d'affleurement ou de logement, la pièce de base pilote la structure et le volume des pièces venant s'adapter sur elle.

Une bonne analyse du projet est donc indispensable afin de déterminer quelle est la pièce maîtresse autour de laquelle s'articulera l'assemblage.

Le premier modèle que nous avons conçu a été le PICF. En étudiant attentivement son architecture, telle qu'elle est présentée dans le dossier-pilote du Sétra, on peut concevoir celle-ci comme un assemblage de différents éléments.

Le portique fermé devient le volume principal sur lequel s'ajustent l'étanchéité, la couche de roulement, les dalles de transition et les murs en retour qu'ils soient suspendus, ou sur semelle, ou en aile. Le cadre en béton est la pièce la plus importante et la plus complexe. Sa géométrie doit pouvoir couvrir toutes les définitions envisageables.

Il est possible de définir son volume avec seulement trois esquisses, quelles que soient ses caractéristiques géométriques : biais, pente, dévers unique ou double, longueur, largeur, hauteur. Ces esquisses sont identiques. Seul change le nom de leurs cotes respectives. Le dessin 2D qui les représente comprend le tablier, les piédroits avec leurs goussets supérieurs et inférieurs ainsi que le radier. Chaque dessin est entièrement défini géométriquement par des contraintes de verticalité, d'horizontalité, de parallélisme, et en dimension, par des cotes. Les esquisses sont placées sur trois plans de construction parallèles représentant respectivement les deux

extrémités du cadre ainsi que son axe. Elles définissent donc trois coupes longitudinales de l'ouvrage. Ces plans, par l'intermédiaire de cotes, sont capables de s'écarter différemment deux à deux. La longueur de l'ouvrage est ainsi paramétrée.

Afin que le cadre puisse accepter un biais général quelconque, les trois plans de construction parallèles sont orientés en angle par rapport à un même plan de construction. Ce plan correspond au profil en travers du cadre. De plus, pour que les plans d'extrémités acceptent un biais différent du biais général, ceux-ci peuvent abandonner leur parallélisme et adopter une orientation particulière.

Le lissage est la fonction 3D qui permet de relier entre elles ces trois esquisses. Celles-ci sont lissées deux à deux de façon à constituer un volume réglable. Sur cet élément de base, l'application de fonctions appropriées, comme l'extrusion des longrines ou des corbeaux support des dalles de transition, complétera la création du cadre. Pour répondre à toutes les hypothèses, on installe tous les ajouts nécessaires. Par exemple, les bossages de BN4 sont construits. On les masque s'ils n'existent pas dans le cas concret étudié.

Nous avons donc réalisé une première pièce représentant le volume en béton du portique fermé.

Cette pièce primordiale est liée à un fichier Excel qui pilote la totalité de ses cotes. Ce fichier comprend l'ensemble des paramètres qui contrôlent l'assemblage. Il sera lié à chaque fichier pièce ainsi qu'au fichier d'assemblage.

En reprenant la structure de la première pièce et en y appliquant les esquisses adéquates, on obtient rapidement les pièces devant « coiffer » le cadre. L'étanchéité, la couche de roulement, les caniveaux et les trottoirs sont ainsi réalisés. Les dalles de transition et les différents types de murs en retour sont construits suivant le même principe.

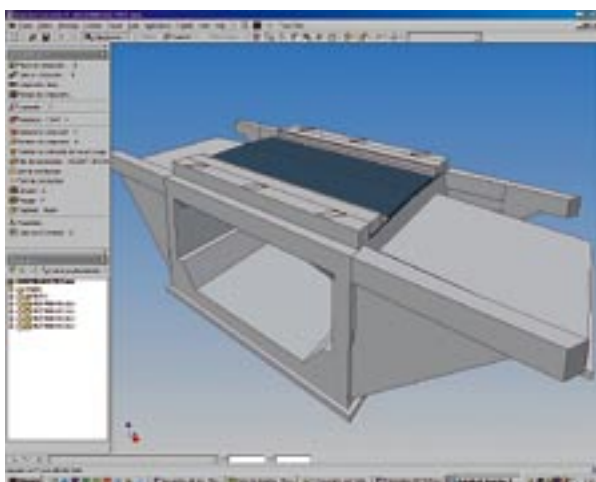


Figure 4 : passage inférieur cadre fermé

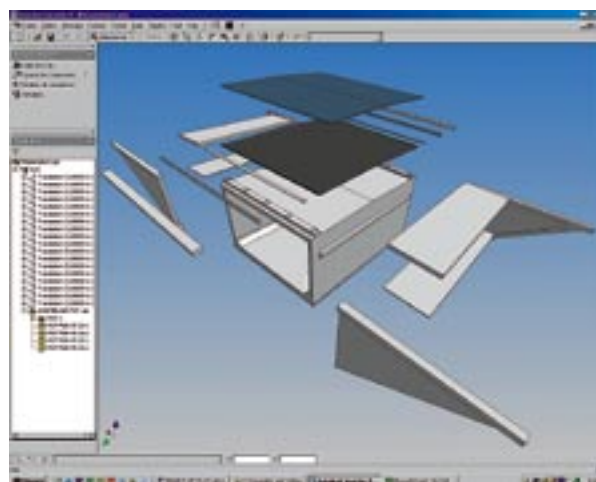


Figure 5 : éclaté du passage inférieur cadre fermé

Il ne reste plus qu'à assembler tous ces éléments ensemble. Cette opération doit être soigneusement menée car, des rapports de dépendance entre les pièces, découlent les hiérarchies de pilotage et d'adaptabilité des éléments entre eux. Par exemple, si le cadre, pilote et définit la dalle de transition, le béton de propreté de celle-ci dépend des deux pièces à la fois (fig. 4 et 5).

L'assemblage général étant modélisé, il est possible de l'habiller par l'adjonction d'éléments spécifiques pouvant être soit créés à la demande, (parements architecturaux, corniches), soit faire l'objet d'un emprunt à une bibliothèque (BN4, glissières...)

Un modèle comme celui-ci comprend environ cinq cent cotes différentes. La majorité d'entre elles se déduisent de calculs, mais il en reste cependant deux cent vingt à renseigner. Pour faciliter cette opération, nous avons élaboré un fichier Excel qui simplifie cette tâche, tout en guidant l'opérateur de façon à ce qu'il n'oublie aucune donnée, ni n'écrive des valeurs incohérentes. Seulement une cinquantaine de valeurs numériques reste à définir (fig. 6).

L'utilisation du modèle générique pont cadre, pour être opérationnelle, ne demande que la mise à jour du fichier Excel dûment renseigné et du fichier assemblage associé.

Les surfaces et les volumes peuvent être extraits de l'ensemble aussi bien que des parties. Ces informations servent à l'établissement du métré.

L'obtention de plans 2D est facilitée par des outils automatisés de projections, de coupes et de vues de détails. Ces plans sont liés au modèle volumique de telle sorte qu'un changement effectué sur celui-ci se répercute aussitôt sur ceux-là.

Ce premier modèle nous donnant entièrement satisfaction, nous avons réfléchi à la réalisation d'une structure plus complexe, qui pourrait être l'ossature d'un modèle général d'ouvrage, du type pont dalle,

et adopterait une géométrie quelconque. Ce modèle doit pouvoir accepter une définition d'axe en plan aussi bien droite que courbe et un profil en long soit en pente, soit en arc parabolique.

Une rapide analyse soulève une première difficulté. Si l'on veut régler des plans, de sorte qu'ils prennent dans l'espace les positions envisagées, le calcul de leurs cotes par Excel s'avère impossible. Il faut utiliser un programme écrit en Visual Basic® pour les résoudre. Celui-ci a été écrit pour calculer en coordonnées un point quelconque du fil rouge, quelle que soit la définition géométrique de l'axe en plan et du profil en long.

La pièce maîtresse d'un pont dalle à travées multiples autour de laquelle s'organisent les éléments qui le définissent, culées, piles, superstructures, est le tablier. Nous avons donc construit une structure géométrique constituée de points, d'axes et de plans de construction qui détermine les trois profils transversaux suivants : les deux extrémités et le milieu du tablier. Chaque plan de construction associé à un profil contient, en outre, le point d'intersection de celui-ci avec le fil rouge. L'esquisse 2D dessinée sur chacun d'eux représente la forme de la dalle béton paramétrée, de telle façon qu'elle accepte toutes les variations possibles : dévers variables à une ou deux pentes, axe décentré ou non, dalle simple ou à encorbellements, ainsi que toutes les modifications de largeurs, d'épaisseurs, de hauteurs envisageables. Le lissage de ces profils le long de rails appropriés (splines 3D équivalentes au fil rouge) crée le volume en béton du tablier. Le tablier peut aussi recevoir un biais général commun à toutes ses lignes d'appuis ou un biais particulier pour chacune d'elles (fig. 7).

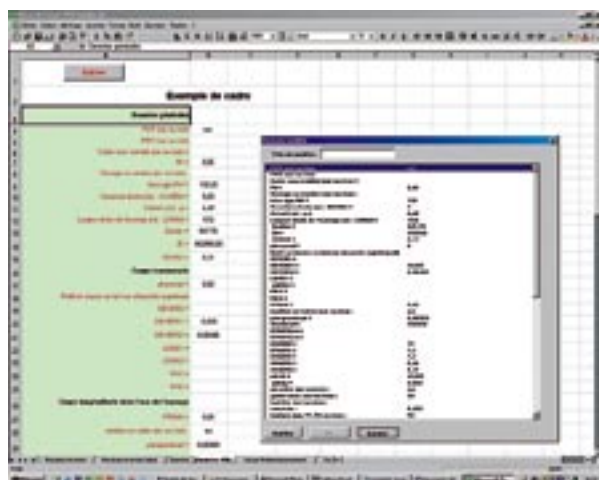


Figure 6 : fichier Excel définissant les paramètres du PICF

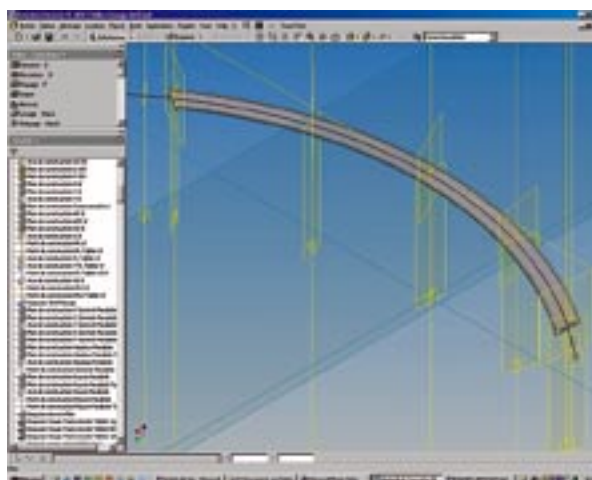


Figure 7 : exemple de lissage d'un tablier de pont dalle suivant un rail

Le tablier sert à créer un sous-ensemble comprenant les superstructures. L'assemblage général est constitué de celui-ci et des sous-ensembles culées et piles. Un fichier Excel préétabli guide l'utilisateur pour renseigner complètement l'assemblage. Les données recueillies après calcul par la macro sont répercutées sur le modèle et celui-ci est mis à jour (fig. 8 et 9).

Une telle construction permet d'obtenir rapidement la maquette virtuelle d'un ouvrage de ce type. Elle peut servir soit à contrôler des plans d'exécution, soit à obtenir l'ensemble des plans de définition d'un projet. Elle peut aussi servir de base à l'élaboration d'un projet plus complexe. L'exemple suivant en est l'illustration.

Un ouvrage sur la Garonne, le pont de Fos sur la RN 125

Dans le cadre de l'étude du projet d'un ouvrage d'art traversant la Garonne à Fos, nous avons utilisé Inventor pour la première fois sur un exemple concret. L'ouvrage à étudier est du type bipoutre mixte à entretoises de hauteur variable dont la définition géométrique est la suivante : longueur 125,00 m axe en plan droit, profil en long parabolique de rayon 100000,00 m, biais de 63 grades. Cet ouvrage non courant comprend quatre travées respectivement de 30,00 m, 40,00 m, 30,00 m, 25,00 m. Le sommet de la parabole est situé au-delà de la culée C4. L'ouvrage est penté vers C0 (fig. 10).

Pour mener à bien cette étude, nous avons adapté le modèle de pont dalle droit parabolique réalisé précédemment. Ce modèle est structuré de la façon suivante : un assemblage général contient les sous-ensembles Tablier, Culée C0, Culée C4, Pile 1, Pile 2, Pile 3. Une adaptation simple de la structure géométrique qui constitue la pièce tablier permet de configurer une poutre métallique de hauteur variable.

Un sous-ensemble structure métallique est créé, comprenant deux poutres et une série d'entretoises. Ce sous-ensemble est intercalé entre le sous-ensemble tablier et les différents appuis. Toutes les pièces de tous les sous-ensembles s'adaptent à la morphologie du tablier (fig. 11).

Entre l'EPOA et le DCE, toutes les modifications, qu'elles soient d'ordre géométrique, architectural ou technique, ont été répercutées sur le modèle. Celui-ci a permis, à chacune des étapes du projet, de produire les plans 2D désirés. Inventor permet de les conserver ; l'option de figer les plans, à un stade donné de leur évolution, étant offerte. Le logiciel propose de multiples outils pour faciliter la réalisation de ces



Figure 8 : fichier avec macro Excel servant au calcul des points du fil rouge et déterminant la géométrie du rail de lissage

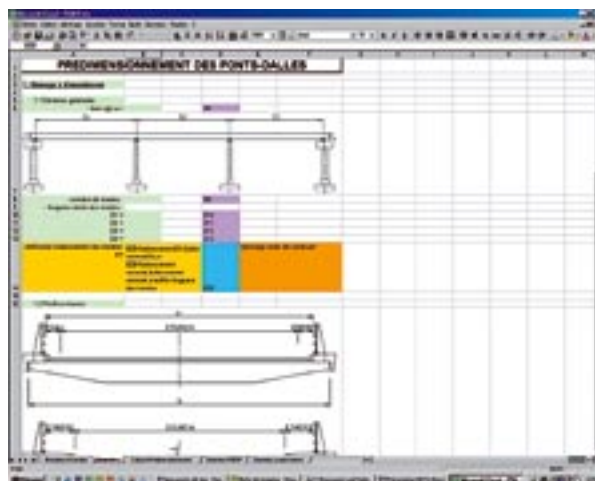


Figure 9 : fichier Excel définissant les paramètres du Passage Supérieur Inférieur Dalle Précontrainte

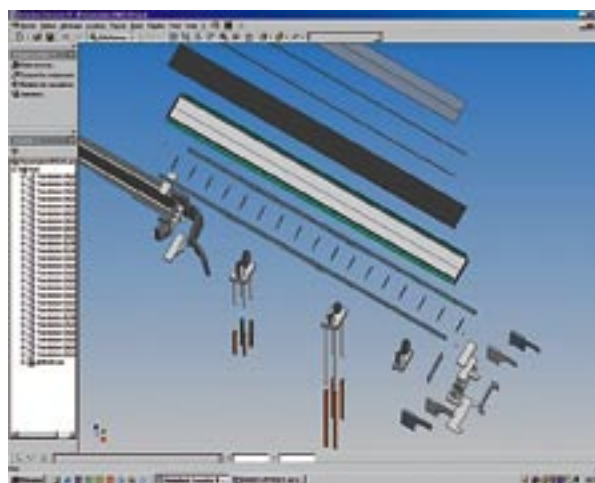


Figure 10 : éclaté du pont de Fos sur la Garonne

plans : masquage des lignes cachées, traits d'axes et cotation automatiques, lignes de coupes paramétrés, vues axonométriques ou perspectives. Ils peuvent être enregistrés au format d'Autocad. Il est aussi possible d'insérer un plan « dwg » dans un fichier Inventor (fig. 12).

Le logiciel Inventor nous a donc facilité le travail en ce qui concerne ces tâches. Mais ce projet comportait en outre la difficulté suivante : la culée C0 en bordure de Garonne est protégée par un mur de gabions dessiné par l'architecte, de façon à épouser la courbure de la rive. Cette culée biaise est implantée dans un déblai au pied d'une falaise rocheuse. La mise au point de ce mur gabions et la définition précise des éléments de la culée : chevêtre, murs en retour, système d'évacuation des eaux du tablier, a nécessité de multiples changements. Le fait de travailler en 3D facilite la perception et la résolution de ces problèmes (fig. 13).

Si l'utilisation d'un outil de CAO n'a pas vraiment permis, pour un projet comme celui de FOS, de gagner du temps dans la constitution du dossier de plans pour le DCE, il a en revanche offert, tout au long de l'évolution du projet, la possibilité d'expérimenter toutes les solutions techniques, aussi bien que tous les partis pris architecturaux, pour ne retenir que les plus judicieux. De plus, l'étude d'un deuxième ouvrage sur la Garonne en amont de celui-ci, lui aussi de type bipoutre mixte sera grandement facilitée par la réutilisation de son modèle. C'est au cours de cette étude que nous pourrions gagner du temps et améliorer notre productivité ■

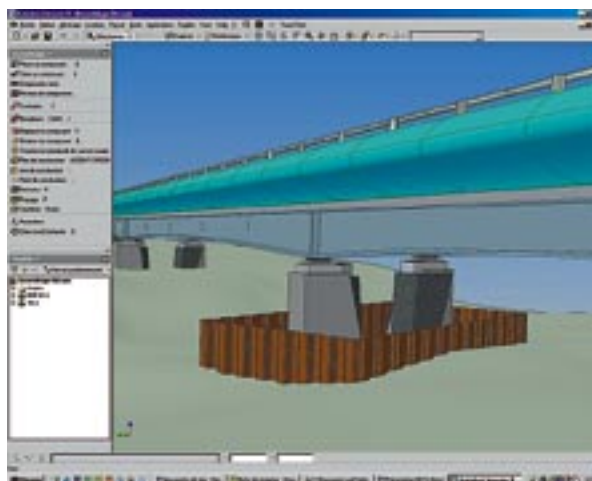


Figure 11 : perspective du pont de Fos sur la Garonne

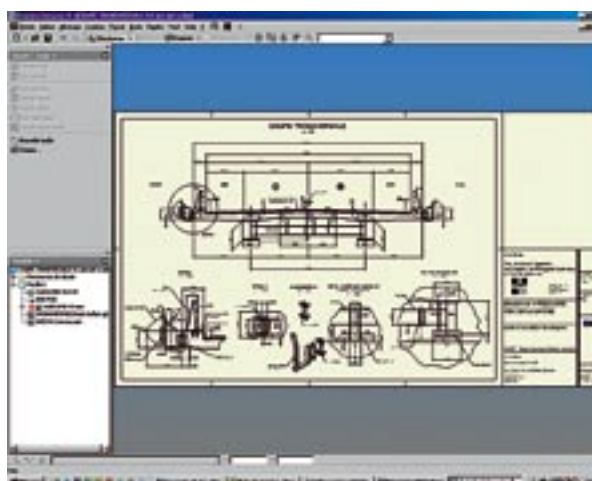


Figure 12 : exemple de mise en plan 2D du pont de Fos sur la Garonne

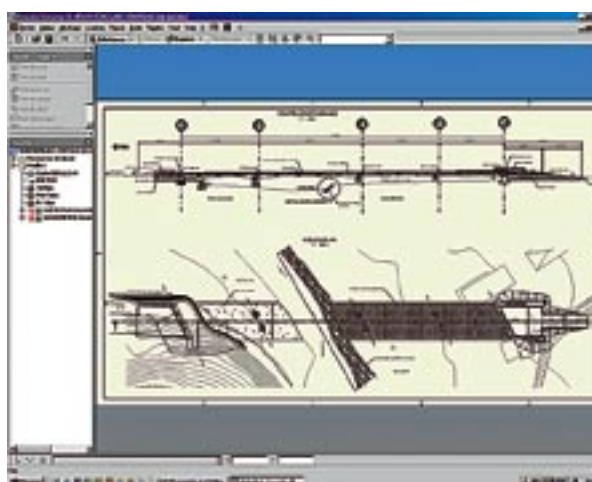


Figure 13 : exemple de mise en plan 2D du pont de Fos sur la Garonne

Les ponts en bois (première partie)

Points de repère sur un matériau mal connu

Vincent Barbier, Jacques Berthelley

Introduction

Une méconnaissance du bois

Actuellement en France, peu de références sur les ouvrages en bois sont disponibles, mis à part au niveau de la réglementation de calcul, l'eurocode 5, qui s'est doté d'une partie spécifique sur les ponts.

En outre, la plupart des ouvrages réalisés à partir des années 1970 en France présentent des problèmes de dégradation prématurée. La durée de vie des ouvrages récents est trop souvent inférieure à vingt ans, alors que certains ouvrages anciens se comportent bien : le pont de Lucerne, en Suisse, avec plus de six siècles de service avant son incendie accidentel en 1993, en est un exemple notoire. Cette dispersion importante de la durée de vie des ouvrages en bois s'explique par la perte actuelle de compétence sur le matériau. Depuis le 14^e siècle, l'utilisation du bois a décliné en France au

profit de la pierre, matériau plus cher à l'investissement mais moins exigeant en ressources d'entretien que le bois, jugé trop contraignant par les maîtres d'ouvrage. Au 20^e siècle, avec le développement du béton et du métal, ce phénomène s'est encore accentué. En France, les notions importantes sur le comportement du bois et les règles de construction ont même été peu à peu oubliées. Or, la pérennité des ouvrages repose essentiellement sur le choix de bonnes dispositions constructives et sur la qualité de l'entretien.

Un fort potentiel de développement

Pourtant, le bois est un matériau qui revient à la mode pour son aspect chaleureux et pour des raisons environnementales. Il est vrai que la construction en bois permet de « piéger » du dioxyde de carbone le temps de la durée de vie des ouvrages. Le dioxyde de carbone est le principal agent de l'effet de serre après la vapeur d'eau, et une construction durable en bois constitue ce qu'on appelle un puits de carbone. À ce

Photo 1 : passerelle de Blagnac mettant en œuvre le bois



sujet, la mise en application des accords de Kyoto de 1997 se traduit par une charte visant à augmenter la part du bois dans la construction.

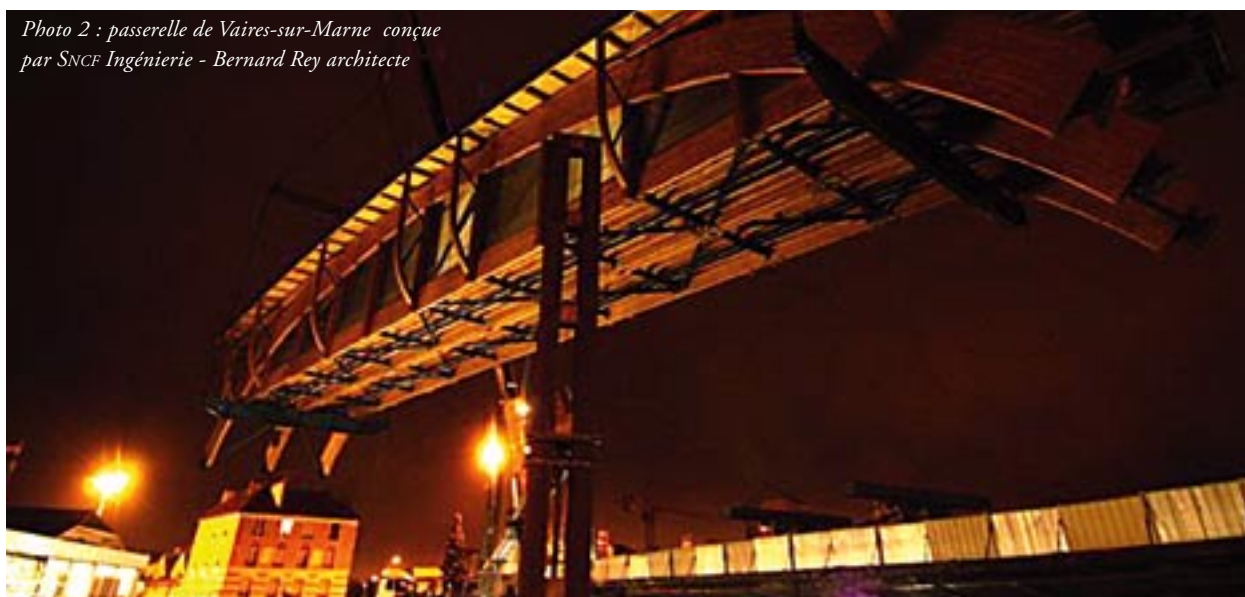
Par ailleurs les ouvrages en bois sont légers et faciles à monter, ce qui est très appréciable quand la gêne occasionnée aux voies franchies doit être réduite le plus possible. La passerelle de Vaires-sur-Marne, montée récemment la nuit d'une seule pièce, en est le plus brillant exemple. Les ouvrages d'art en bois, en particulier les ponts piétons, possèdent ainsi un fort potentiel de développement.

Un guide pour la conception et la prescription

Dans cette optique de développement de l'emploi du bois, un guide technique sur les ouvrages en bois va prochainement être édité par le Sétra. L'objectif de ce guide est de donner aux maîtres d'ouvrages des éléments leur permettant d'appréhender correctement la conception et la prescription d'ouvrages d'Art en bois.

Le guide s'organise en cinq parties principales. La première partie présente un historique sur les ponts en bois mettant en exergue l'importance des détails de conception dans la durabilité de ce type d'ouvrage. Les notions fondamentales liées au comportement mécanique et physique du bois sont ensuite développées dans une seconde partie assez théorique. Un chapitre traite ensuite des risques liés à l'utilisation de produits de traitement de préservation des bois, aussi bien en terme de toxicité qu'en terme de recyclage du bois ainsi traité. La conception et les dispositions constructives sont traitées dans une partie faisant la part belle aux exemples de ponts récents construits en France et en Europe. Enfin, les bases de la prescription réussie sont réunies dans la dernière partie.

Photo 2 : passerelle de Vaires-sur-Marne conçue par SNCF Ingénierie - Bernard Rey architecte



Historique des ponts en bois

Les premiers ponts

Le bois a été utilisé dès le néolithique pour le franchissement des rivières. On estime que des grumes posées à plat et recouvertes d'un platelage il y a 17 000 ans déjà constituent les premiers ponts en bois, avec toutefois des portées limitées à une dizaine de mètres. Hérodote décrit des ouvrages multipliant les travées de faible portée pour franchir l'Euphrate ou certains bras du Nil il y a 2 000 à 3 000 ans. C'est sur un pont achevé à Babylone en 783 avant notre ère qu'on trouve le plus de précisions. De façon générale, durant l'Antiquité, le progrès technique de la charpente en bois est à mettre au crédit de la construction navale, notamment chez les Égyptiens, les Phéniciens, les Grecs et les Celtes.

Les militaires des empires continentaux utilisent des barges flottantes en guise d'appuis intermédiaires. On peut citer le pont de Darius sur le Bosphore au 6^e siècle avant notre ère et le pont de son fils Xerxès sur les Dardanelles comportant 674 bateaux pour franchir un obstacle de 1 500 mètres. Les Romains commencent par emprunter des techniques de construction aux Celtes : c'est le cas avec le pont sur le Rhin de César, ouvrage composé d'éléments préfabriqués simples et faciles à mettre en place, puis à déposer après le passage de l'armée. Large de 5 à 6 mètres, il fut construit en 10 jours seulement près de Neuwied, où la largeur du fleuve est de 140 mètres.

Puis les Romains développent de nouvelles structures plus complexes avec des assemblages, notamment les ponts à béquilles, à poutres et en arc. Parmi ce dernier type, on peut citer le pont de Trajan sur le Danube datant de 103 et franchissant 1 100 mètres par portées de 35 m.

En Asie, on retrouve des ponts de bateaux et divers types de ponts à poutres, béquilles ou arcs, ainsi que des franchissements réalisés par des ponts suspendus à des lianes. Dans l'île de Java, la technique du pont suspendu remonte à la Haute Antiquité. La technique de la culée en cap-marteau est également développée en Asie pour augmenter les portées.



Figure 3 : culée en cap-marteau, d'après un dessin de Viollet-le-Duc.



Figure 1 : bateaux Égyptiens

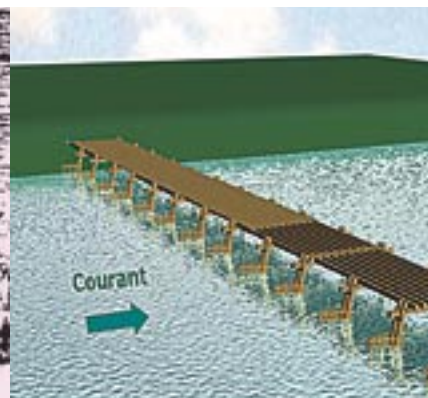


Figure 2 : le pont de César d'après la reconstitution d'André Palladio.

Évolution de la construction et entretien des ponts

Au Moyen-Âge, les constructeurs prennent conscience que la pourriture est l'ennemi majeur du bois et peut être évitée en conservant le matériau au sec.

En Europe, les ponts en bois sont alors très répandus. Charlemagne, par exemple, fait construire vers 800 un très gros ouvrage sur le Rhin à Mayence, malheureusement incendié en 813. Au cours des siècles qui suivent, les ponts de franchissement de la Seine à Paris sont les plus réputés et contribuent à l'importance du rôle historique de cette ville. On retrouve le même type d'ouvrages à Cologne.

Les ponts à tablier en bois sont construits généralement avec des piles en pierre fondées sur pieux battus en

bois. Ils sont généralement surmontés de bâtiments, dans le but de protéger la structure des intempéries. C'est notamment le cas à Paris.

Les ressources des péages prélevés par la Ville lui permettent de rémunérer le travail et d'assurer la subsistance d'une corporation chargée de l'entretien des ponts. Les techniques utilisées sont assez évoluées, la main d'œuvre et la matière première abondantes : à chaque période d'étiage, on étaye ; des pièces sont changées, d'autres renforcées ; des traitements de préservation à base d'huile bouillante sont aussi probablement mis en œuvre.

Cette gravure ancienne (fig. 4) témoigne d'une certaine façon de cette maîtrise, mais elle représente l'effondrement d'un pont bâti parisien, celui du Petit-Châtelet, en janvier 1407 lors d'une crue de la Seine : la Grande Peste de 1349 et la guerre, en causant un terrible dommage à la démographie et à l'économie, avaient probablement conduit à l'abandon progressif des bonnes pratiques en matière d'entretien du patrimoine d'ouvrages d'art.

Un autre pont, le Pont Notre-Dame, construit en bois de 1413 à 1420, s'effondre en 1499 avec ses 60 maisons, par manque d'entretien de la charpente. Le prévôt des marchands et les échevins payèrent cette négligence de leur liberté.

Par précaution et décision régaliennne, les ponts en bois ultérieurs du Royaume ne sont plus bâtis. C'est en Italie, qu'André Palladio publie en 1571 un traité d'architecture où il recommande que les ponts de bois, à défaut d'être bâtis, soient au moins couverts. Malgré les avantages des dispositions inventées par Palladio, il semble qu'on n'en fasse pas grand usage en France, les ponts en bois y étant en fait assez mal vus des bourgeois du fait des obligations d'entretien rigoureuses qu'ils exigent.



Figure 4 : pont du Petit-Châtelet



Figure 5 : projet de Pont des Arts dessiné d'après les idées d'André Palladio. À noter les fûts de pile en maçonnerie, fondés sur pieux de bois.

Le pont de la Tournelle, qui relie l'île Saint-Louis à la rive gauche de Paris, peut être pris comme un exemple caractéristique de l'histoire des ponts en bois en France à partir du 14^e siècle : construit en 1369, il s'effondre une première fois, emporté par une crue de la Seine. Reconstitué en 1620, il est emporté par une exceptionnelle débâcle des glaces en 1637. Un pont provisoire construit en 1640 est emporté par la Seine en 1651. Il est alors remplacé par un pont de pierre, achevé en 1655 et longtemps qualifié de définitif. Mais, l'importante largeur de ses 5 piles en rivière accentue la gravité de la crue de la Seine de 1910 et cause son effondrement partiel. Il sera démoli après les hostilités en 1919.

La gravure (fig. 6) représente le centre de Paris vu de la rive gauche, vers 1680. Le pont entre l'île de la Cité et l'île Saint-Louis est un pont de bois, ni couvert ni bâti, appelé Pont-Rouge. Le pont de la Tournelle est situé tout à droite du tableau. Il s'agit du pont de pierre construit en 1655.

La durabilité, un critère de conception oublié.

Durant le 18^e siècle, les ponts non « provisionnels » sont construits en maçonnerie. En ce qui concerne les structures en bois, Perronet constate d'expérience, notamment au pont de Saint-Cloud, que la durée de vie d'une poutre de bois abandonnée à découvert en région parisienne est limitée à 25 ans. C'est pourquoi il recommande la couverture complète des charpentes en bois par des feuilles de plomb pour éviter leur pourrissement.

Perronet s'empresse d'ajouter dans son mémoire, après un calcul économique de justification : « Malgré cette plus longue durée qu'on pourroit donner aux ponts de charpente en bois, il sera toujours préférable de faire les ponts entièrement en maçonnerie, quand les matériaux ne seront pas trop éloignés et trop chers ».

Des ponts éphémères en bois sont toutefois construits en France, faute de moyens financiers. Ainsi, en 1719 à Lyon, les conditions économiques contraignent l'ingénieur Garrin à abandonner le plan initial d'un arc métallique, approuvé avant 1685 par Colbert, et alors en cours de travaux, pour ne pas prendre seul les risques financiers liés à l'innovation : l'ouvrage sur le Rhône est finalement construit en bois.

De même, plusieurs ingénieurs charpentiers, Goiffon, Calippe et de Montpetit, proposent à plusieurs reprises, en vain, faute de financement, des arcs métalliques à Lyon entre 1755 et 1779 pour concurrencer la pierre. Une première arche en fer de 25 m de portée aurait même été montée en 1755 pour un ouvrage de trois arches. Les arches suivantes ayant été montées en bois par raison d'économie, la faible durabilité de l'ensemble n'a pas permis que cet ouvrage devienne aussi célèbre que celui de Coalbrookdale, pont métallique achevé en Angleterre en 1779 et toujours en service.



Figure 6 : pont de la Tournelle

Dans le cas des ponts de Lyon, le choix du bois, comme substitut au fer, est recommandé par Perronet, qui maîtrise la technique des cintres. Ces ouvrages, excellents sur le plan structural, sont construits comme des cintres, malheureusement sans se soucier des recommandations de Palladio pour assurer leur durabilité, c'est-à-dire sans couverture, en se contentant pour toute protection de quelques feuilles de plomb. De plus, les ponts en bois de la Salpêtrière et de la Mulatière n'ont même que des piles en bois et non des piles en pierre.

Le pont de Tournus (fig. 7), construit en bois sur la Saône en 1801, bénéficie d'appuis en maçonnerie et représente, avec des travées d'environ 30 mètres, le pont en cintre le plus abouti de France. Sa conception mécanique et esthétique est extrêmement soignée, avec des potelets rayonnants. Mais, ses concepteurs continuent, bien à tort et peut-être sans le savoir, de respecter l'interprétation étroite des Parlements concernant le vieux texte français interdisant de bâtir sur un pont de bois et n'ont donc pas prévu de couverture.

Tous ces ouvrages ont donc été malheureusement destinés à disparaître assez vite, car les maîtres d'ouvrage ont négligé de fournir les ressources nécessaires à leur entretien, le bois de construction étant rare et cher.



Figure 7 : élévation partielle du pont de Tournus

Ce pont est peu différent du pont romain de Cologne construit en 310

En Bavière, les ponts construits par Wiebeking au 19^e siècle sont des cintres faits sur le même modèle que le pont de Tournus, mais avec des portées plus importantes allant jusqu'à 45 mètres à Freyssingen en 1807 et 72 mètres à Bamberg en 1809.

Entre 1823 et 1850, les calculs de Navier et l'ingéniosité technique des frères Seguin relancent l'utilisation du bois pour les tabliers de la première génération de ponts suspendus. Ces ponts du réseau routier national sont alors souvent concédés à des compagnies. Le bois est choisi pour sa légèreté. Mais il confère une rigidité insuffisante à la structure et les principes de Palladio sont une nouvelle fois ignorés. L'accident du pont de la Basse Chaîne construit en 1834 à Angers cause la mort de 226 personnes en 1848 du fait de la mise en résonance du tablier léger et souple par la marche de la troupe. Un toit de couverture participant à la rigidité de la poutre du tablier, aurait probablement pu éviter le drame. D'autres accidents surviennent notamment en 1852 à la Roche-Bernard sur l'ouvrage de 198 mètres de portée construit en 1836, puis même sur le grand pont de Cubzac. Dès lors les ponts suspendus à tablier de bois ne sont plus utilisés que sur des voies secondaires.

De tels ouvrages continuent néanmoins d'être construits comme en témoigne ce franchissement de la Marne (photo 3) encore en service dans les années 1960.

La poutre et le premier platelage en bois du pont de Groslée construit en 1912, sont maintenus en service jusqu'en 1973 avec il est vrai une limitation du tonnage à huit tonnes. Ils sont remplacés en 1977 par une poutraison d'aluminium allié à une dalle de béton léger

Le pont de Montmerle avait déjà bénéficié d'un renforcement du même type, mais seulement après qu'un accident grave, du à un poids lourd, soit malheureusement survenu en raison du non respect de la signalisation mise en place (photo 4).

Retrouvons au 20^e siècle le pont de la Tournelle qui nous sert de fil conducteur.

Le pont provisoire en bois construit en 1920 ne permet pas comme prévu la circulation des véhicules : il est sujet à des phénomènes dynamiques fâcheux.

Par ailleurs, le pont actuel n'est achevé qu'en 1928 par manque de crédits.

Durant ces huit années, la presse parisienne se déchaîne et porte alors un dernier coup au prestige déjà entamé des ouvrages en bois dans notre pays, sans épargner du reste les services des Ponts et Chaussées et de la Navigation



Photo 3 : franchissement de la Marne



Photo 4 : pont de Montmerle

LES CURIOSITES DU... PROGRES A PARIS
**Un pont de bois mérovingien rattache
l'île Saint-Louis à la rive gauche**

C'est par manque d'entente entre les pouvoirs responsables
que le Pont de la Tournelle n'a pu être encore rebâti.

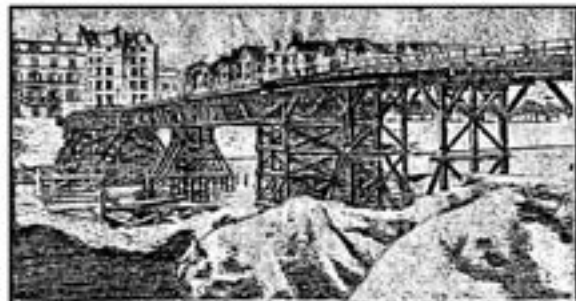




Photo 5 : pont de la chapelle à Lucerne (Suisse)

Une exception : les ponts de bois de Suisse

Le pont de la chapelle de Lucerne datant de 1333 est un exemple frappant de longévité. Au cours des siècles, certaines parties ont été reconstruites, et en 1993 une grande partie de l'ouvrage est détruite par le feu. Il est reconstruit à l'identique en 1994 (photo 5).

De nombreux autres ouvrages couverts très anciens sont toujours en service en Suisse même s'ils ne supportent plus aujourd'hui qu'un trafic réduit.

Les charpentiers suisses Hans Ulrich et Jean Grubenmann sont les maîtres d'œuvre des ponts de Schaffhouse avec deux travées de 60 mètres en 1758, et de Wettingen en 1778 dont la portée aurait été de 110 mètres. Ces deux ouvrages sont couverts. Tous deux ont été malheureusement incendiés en 1799 par vandalisme, de telle sorte qu'on ignore quelle aurait été la durabilité du pont de Schaffhouse (fig.8), qui avait déjà plus de 40 ans de service au moment de sa destruction.

Les ponts de bois en Amérique du Nord.

Aux États-Unis, on estime que 10 000 ponts couverts environ sont construits entre 1805 et 1885. Les ouvrages en bois réussissent aujourd'hui encore à conserver une part honorable du marché, en particulier au niveau des voiries secondaires, puisque 7% des ponts sont toujours en bois. Ce maintien s'explique par un savoir-faire conservé, et par la présence toujours abondante de la forêt qui couvre par exemple encore 89% de la surface de l'État du Maine.



Figure 8 : pont de Schaffhouse (Suisse)



Photo 6 : pont de Keystone-Wye dans le Sud-Dakota
Arc lamellé-collé à l'abri sous une dalle (1968)

Parmi ces ponts couverts, nombreux sont ceux dont le service a duré plus de cent ans bien que le bois n'ait fait à l'origine l'objet d'aucun traitement chimique de préservation.

La créosote fait l'objet d'un brevet aux États-Unis dès 1831. Pour obtenir ce produit, on ajoute, dans une huile de charbon ou de pétrole, certains déchets toxiques des industries chimiques et sidérurgiques. L'imprégnation aux sels d'arsenic, chrome et cuivre (CCA), apparaît aux USA en 1933, et le pentachlorophénol y apparaît en 1935.

Grâce à des traitements de protection contre les intempéries, en particulier les enduits à base de produits pétroliers, les ponts couverts ont été progressivement abandonnés. Aux États-Unis au Canada et en Australie, les ponts en bois à structure en treillis se développent au milieu du 19^e siècle, ainsi que des structures mixtes acier-bois.

Le pont dit de «Sioux-Narrows» est situé sur la route principale n°71 juste au nord de Kenora dans l'Ontario. Construit en 1936, sa portée est de 64 mètres en travée isostatique. Il s'agit d'un pont Warren sans couverture qui constitue le plus grand pont en bois de ce type en Amérique du Nord et qui est encore récemment cité dans un rapport de l'OCDE comme l'exemple d'un pont en bois correctement conçu, réalisé et entretenu dont la durée de vie peut s'avérer comparable à celle d'un pont en acier. Toutefois l'ouvrage vient d'être coupé complètement à la circulation en 2003 pour raison de sécurité et doublé par un pont Bailey. En dépit de son grand intérêt pour le tourisme local, il n'est pas encore décidé s'il sera reconstruit à l'identique.



Photo 7 : passerelle Cocteau construite à Nîmes. Arc lamellé-collé sans protection vis-à-vis des chocs et de la pluie (1975)



Photo 8 : pont de Thalkirchen

Par ailleurs, le concept des tabliers en bois précontraint est développé au Canada dans les années 70 et imité aux États-Unis. Cela consiste à comprimer des solives à l'aide de barres métalliques.

Le retour du bois

Au cours de ces vingt dernières années, le bois connaît en Europe un regain d'intérêt. Ainsi dans les pays germaniques, il est utilisé pour la réalisation de passerelles et de ponts à faibles charges.

Le lamellé-collé est inventé par le suisse Otto Hetzer qui fait breveter en Allemagne ses découvertes entre 1891 et 1910. Certaines s'inspirent des idées publiées en 1561 par Philibert de l'Orme, contemporain d'André Palladio. De nombreux développements techniques sont réalisés au 20^e siècle principalement en Amérique du Nord. Le lamellé-collé a permis de réaliser des ponts en arcs où la protection contre la pluie est assurée par la chaussée, ou des ponts à poutres de grandes longueurs et de grandes sections.

Mais les mauvaises habitudes sont tenaces : en France de nombreux ponts, comme la passerelle de Montigny-les-Cormeilles doivent être rapidement démolis et reconstruits. À Nîmes, la passerelle Cocteau (photo 7), qui subit le choc d'un véhicule hors gabarit dans les années 80 est une première fois reconstruite. De plus, le régime climatique de la région et les stagnations d'eau causent d'abord des pourrissements localisés, puis l'arrivée de capricornes. Ces derniers creusent des galeries remplies de sciure qui retiennent l'humidité à l'intérieur du bois. De ce fait, divers champignons opportunistes y ont été récemment observés.



Photo 9 : pont sur la Dore (Puy de Dôme)



Photo 10 : vue intérieure de la passerelle Pinot, de 36m de portée. Les arcs sont en bois, les tirants et suspentes en acier et la dalle en béton

À la fin du 20^e siècle on note enfin une tendance à concevoir des ponts abrités qui tient compte de l'expérience suisse et de l'expérience nord-américaine du 19^e, et les prolonge en Allemagne et en France.

Le pont de Thalkirchen construit à Munich en 1991 présente une grande originalité : il est constitué d'une charpente en bois particulièrement bien protégée, à l'abri d'une dalle orthotrope en acier (photo 8).

En France, quelques ponts adaptés au trafic routier ont été réalisés en bois comme le pont couvert sur la Dore à Saint-Gervais-sous-Meymont construit pour le Conseil Général du Puy de Dôme (photo 9).

À Blagnac, le pont piéton Pinot dont la DDE de Haute-Garonne a assuré la maîtrise d'œuvre, constitue avec une protection de glace plastique en polyméthacrylate de méthyle un autre ouvrage original qui associe le bois avec d'autres matériaux pour concilier la fonctionnalité, l'aspect architectural et la durabilité (photo 10).

Les auteurs remercient toutes les personnes ayant contribué à l'élaboration du guide technique, et notamment Stella Becker, Dominique Calvi, Jean-Louis Chazelas, Pierre Corfdir, Jérôme Laplane, Robert Leroy, Serge Lenevé ■

Crédit photos : DDE 31, photos 1 et 10 - Olivier Thomas, photo 2 - Joël Raoul, photo 3 - DDE 01, photos 4 - Jacques Berthelémy (Sétra), photo 8 - Dominique Calvi, photo 9 - Jean-Philippe Rey (maîtrise d'œuvre SNCF pour RFF), photo 11 et couverture - Gérard Homann (Sétra), figures 1, 2 (logiciel OPERA).



Photo 11 : passerelle de Vayres sur Marne bien abritée sous sa toiture

Effets thermiques dans les dalles orthotropes

Les dalles orthotropes sont des ouvrages complexes réservés aux ponts mobiles et à certains franchissements pour lesquels la légèreté de la structure est un atout.

Leurs revêtements sont soit des revêtements minces à base de résines, posés à froid, qui nécessitent sous trafic lourd une épaisseur de tôle de l'ordre de 18 mm, soit des revêtements épais à base de produits bitumineux de 40 à 70 mm d'épaisseur qui nécessitent des épaisseurs de tôles allant respectivement de 16 à 14 mm sous trafic lourd selon l'annexe C de l'Eurocode 3 (EN partie pont).

La pose des produits bitumineux est la cause d'une difficulté souvent négligée.

Ces produits sont à l'origine d'effets thermiques qui peuvent faire monter localement la température de la tôle jusqu'à près de 180°C. Les raidisseurs en U qui se comportent comme des radiateurs sont déjà beaucoup moins chauds. Le reste de la charpente demeure à température ambiante. D'une part, des dégradations de la protection anticorrosion de la sous face peuvent survenir. D'autre part, il y a globalement des gradients thermiques qu'il faut prendre en compte dans les calculs de la structure, surtout si l'on opère par demi-tablier. Nous avons eu des problèmes en 2001 lors de la réfection de revêtements d'ouvrages anciens, finalement menée par demi-tablier sous circulation : ce phasage a causé la rupture du blocage latéral d'appareils

d'appui sous l'effet du gradient thermique transversal. Par chance, cet incident est resté sans gravité pour l'ouvrage concerné et le chantier.

Ces effets, même s'ils ne figurent pas dans les règlements, doivent être connus des calculateurs et leurs conséquences appréhendées. Pour le faire, il suffit d'un modèle très simple de type poutre de ST1.

Il est essentiel de modéliser les conditions d'appui réelles avec les conditions de blocage exactes en long et en latéral.

Une zone chaude longue de plusieurs dizaines de mètres, à la température de 150°C peut alors être déplacée sur le modèle. Les divers effets de dilatation, dans le sens longitudinal et de courbures selon l'axe vertical et l'axe horizontal peuvent y être appliqués. L'objectif est de faire apparaître les efforts engendrés notamment au droit des appareils d'appui pour vérifier si ces derniers sont capables d'y résister.

La taille de la zone chaude dépend de divers paramètres : la vitesse de l'engin de pose, la température extérieure, etc. Il n'existe pas aujourd'hui suffisamment de mesures pour pouvoir publier dès maintenant des règles de calcul plus précises. Cependant nous espérons pouvoir donner des indications plus complètes dans un prochain numéro.

Jacques Berthelémy

Remarque sur la tenue d'une chape d'étanchéité par feuille après 15 ans de service

A l'occasion de la démolition d'un des ouvrages sur lequel les appareils d'appui ont été prélevé (voir l'article sur la tenue au vieillissement des appareils d'appui, dans ce même bulletin), nous avons aussi récupéré un morceau de la chape d'étanchéité. C'était une feuille préfabriquée bitumineuse avec un liant modifié de type APP (marque Testudo 4/20) d'Index.

La comparaison des principales caractéristiques que nous avons pu mesurer, notamment, le spectre IR, permet de conclure que l'évolution de ce type de

produit sous un revêtement de chaussée est à l'échelle de la précision des mesures. La feuille en question conserve donc ses caractéristiques, dans les conditions données, un laps de temps largement supérieur à la durée de vie des revêtements de chaussées. La dépose d'une chape d'étanchéité est souvent la conséquence d'autres problèmes : défauts de conception, reprise de chaussées, réparations localisées, ... mais probablement pas par suite d'un vieillissement accéléré des matériaux constitutifs, en l'état actuel de nos connaissances.

Michel Fragnet

Soutenance de thèse par Laurence Davaine

Sétra-CTOA en partenariat avec l'INSA de Rennes.

Directeur de thèse : Jean-Marie Aribert.

Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur d'Université spécialité : Génie Civil.

Soutenance prévue le 29 juin 2005 à l'INSA de Rennes.

Titre

Comportement au lancement d'une âme métallique de poutre en I de pont, raidie longitudinalement

Résumé

Avec les progrès de la sidérurgie et la standardisation des moyens de fabrication et de montage, le pont bipoutre mixte est aujourd'hui devenu très compétitif sur le marché des ouvrages d'art. La méthode de mise en place la plus courante est le lancement de la charpente métallique sur chaises à galets ou patins de glissement. Compte tenu des portées lancées (jusqu'à 140 m), les âmes atteignent des hauteurs de plusieurs mètres et sont généralement raidies longitudinalement.

Cette thèse analyse le comportement au lancement de ces âmes raidies de grande hauteur, par voie numérique, dans le cas où le raidisseur est un simple plat. Les méthodes de calcul par éléments finis sont utilisées pour construire une base de données de 366 simulations de poutres dont la géométrie couvre tout le domaine actuel d'utilisation dans les ponts.

Cette base est ensuite exploitée pour identifier les différents modes de ruine possibles, pour définir le domaine d'intérêt du raidisseur vis-à-vis du lancement des ponts, et pour mener une analyse critique des méthodes de calcul existantes, et notamment de la plus récente (figurant dans la partie 1-5 de l'Eurocode 3) dont l'application est soumise au choix de l'Annexe Nationale.

La première conclusion de cette étude a été de valider l'approche développée dans l'Eurocode qui ne l'avait été que sur la base d'essais de poutres de petites dimensions (1,20 m maximum de hauteur). Dans un deuxième temps, deux propositions sont alors faites. La première adapte au cas du lancement de l'âme raidie, l'approche générale $\alpha-\beta$ utilisée pour les instabilités en construction métallique dans les Eurocodes. La seconde introduit l'effet du raidisseur longitudinal dans la formule de ROBERTS. Ces propositions améliorent les modèles de calcul existants par rapport aux résultats expérimentaux collectés dans la littérature, et par rapport à la base de données numériques couvrant le domaine des ponts.

Deux études particulières complètent le travail : l'évaluation d'un coefficient de sécurité γ_{M2} pour chaque proposition, garantissant un niveau de fiabilité identique à celui des autres modèles de calcul de l'Eurocode 3 ; l'étude de l'interaction des charges transversales de lancement avec un moment fléchissant concomitant.

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Cycle « Bétons et nouvelles performances » : les bétons autoplaçants	5 avril 2005
Les appareils d'appui structuraux : la mise en application des normes européennes	6 avril 2005
Les joints de chaussée des ponts routes	7 avril 2005
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton - partie 1	10 au 12 mai 2005
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 2 : grands ouvrages en béton précontraint	19 mai 2005
Concevoir et réaliser les ponts courants	24 au 26 mai 2005
Ponts en maçonnerie - partie 2 : réparer et adapter	31 mai et 1 juin 2005
Etanchéité des ponts routes	8 et 9 juin 2005
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton - partie 2	14 au 16 juin 2005

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : tél : 01 44 58 27 28 ou site : <http://pfe.enpc.fr>

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

Publications

IQOA - MURS

Murs de soutènement

Guide méthodologique

Réf. 0507 – mars 2005 – Prix de vente : 13 euros

Ce guide méthodologique traite de l'évaluation des murs de soutènement réalisée dans le cadre de l'opération IQOA - Murs, selon l'instruction technique du 19 octobre 1979 et sa révision du 26 décembre 1995.

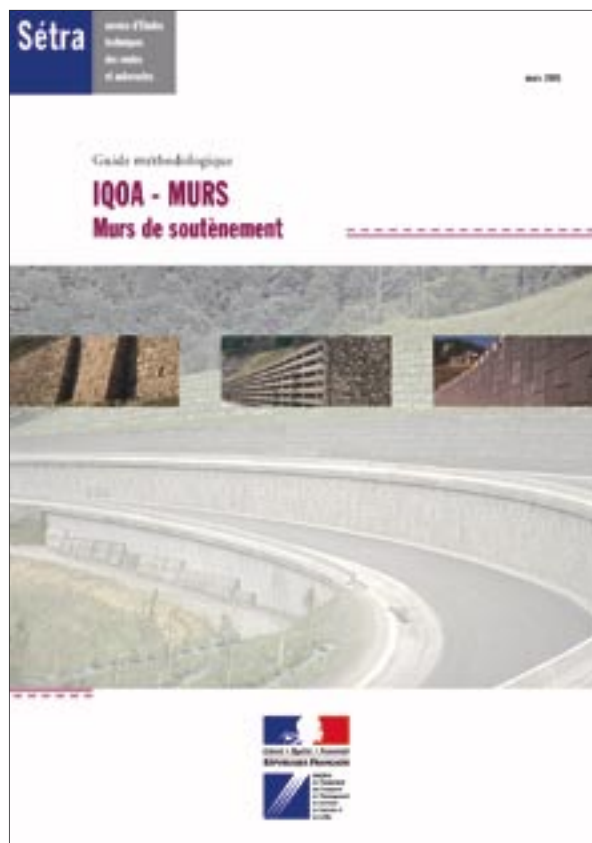
Il remplace le guide méthodologique de mars 2000 et comporte 3 chapitres et des annexes.

Le premier chapitre rappelle les objectifs de l'opération IQOA - Murs et son domaine d'application. Il rappelle également la typologie des différents ouvrages de soutènement qui sont répartis en deux listes ; la liste I constituée d'ouvrages dont les éléments structuraux sont apparents et la liste II pour les autres ouvrages.

Le deuxième chapitre traite de la méthode d'évaluation des murs de la liste I. Ce chapitre reprend les chapitres de l'ancien guide. Il est complété par des documents spécifiques faisant office à la fois de catalogues de défauts et désordres et de cadres types de procès-verbaux de visite.

Le troisième chapitre décrit la méthode d'évaluation des murs de la liste II. Ce chapitre comporte essentiellement des extraits des fascicules de recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic de cette famille d'ouvrages élaborés par les spécialistes du LCPC et du Séttra dans le cadre de l'opération IQOA.

Les annexes sont divisées en trois parties. La première partie regroupe les annexes communes à tous les types de murs, la deuxième partie comporte les annexes spécifiques aux murs de liste I, la troisième partie les annexes spécifiques aux murs de liste II.



• Cédéroms

Mémoar

Mémento pour la mise en œuvre sur ouvrage d'art

Guide méthodologique

Réf. 0512CD – mars 2005 – Prix de vente : 65 euros

Mémoar, mémento pour la mise en œuvre sur ouvrages d'art, est un document réalisé par le RST : Séttra, LCPC, CETE pour la surveillance des travaux d'ouvrages d'art.

Il est réalisé sous forme d'une collection de fiches (traitant chacune d'une spécialité) que le contrôleur de travaux peut consulter au quotidien pour contrôler la bonne marche de son chantier.

Cette collection est éditée sur cédérom et sur site intranet. Elle est destinée à tous les services constructeurs chargés d'une opération de maîtrise d'œuvre publique (Services de l'État, Conseils Généraux, ...)

Mémoar annule et remplace le guide GMO du Séttra.

Documentation des techniques routières françaises (DTRF)

Réf. 0502CD – janvier 2005 – Prix de vente : 76 euros

La DTRF a pour objectif de faciliter la connaissance du fonds documentaire (textes officiels, documents techniques, normes, fiches d'information...) nécessaire à l'exercice des métiers de la route.

La DTRF répertorie ainsi, sous forme de notices bibliographiques, les références utiles en matière de conception, de construction, de gestion, de sécurité et d'environnement des infrastructures routières, que ces références aient été éditées par le Séttra ou par d'autres organismes (Journaux officiels, Afnor, Certu, Cetu, LCPC...). La DTRF offre en outre un accès au texte intégral de la quasi-totalité des textes officiels (arrêtés, circulaires, CCTG...), de fiches et de notes d'information, de méthodes d'essais, et même de quelques documents techniques. Elle fournit enfin un dictionnaire des termes routiers spécialisés.

La nouvelle édition cédérom qui vient de paraître contient, avec un corpus mis à jour au 15 octobre 2004 :

- près de 3 500 notices bibliographiques,
- le texte intégral de plus de 800 textes officiels (extraits du code de la route, lois, circulaires, instructions, CCAG, CCTG...) et de près de 250 notes et fiches d'information,
- près de 2 200 termes dans le dictionnaire spécialisé.



Mémoar est disponible en téléchargement sur le site i2 du Séttra (réseau intranet du ministère de l'Équipement) :

<http://memoar.setra.i2>



La DTRF est également consultable par les agents du ministère de l'Équipement sur le réseau Intranet i2 :

<http://dtrf.setra.i2>

Cette version web a l'avantage d'être mise à jour mensuellement ; elle indique les nouveautés, et offre la possibilité de s'abonner à une lettre d'information diffusée par messagerie électronique.

• **Commercialisation le 7 avril du DVD « viaduc de Millau, une aventure au long cours »**

Le film, réalisé par Karine Douplitzky et produit par le Sétra, sera commercialisé en partenariat avec le Groupe Moniteur.

Le viaduc de Millau, ouvrage d'art le plus important parmi les 9 autres construits le long de l'autoroute A75, est la solution retenue en 1998 par le ministère de l'Équipement pour relier deux causses et permettre ainsi le désenclavement historique d'une région.

Imposant par les chiffres (pylônes plus hauts que la Tour Eiffel, tablier à 270 m au dessus du Tarn, 2 500 m de longueur, 240 000 tonnes d'acier et de béton, construit en 3 ans seulement), le viaduc de Millau est tout autant exemplaire par l'imagination et la technicité mises en oeuvre durant 10 ans par les services de l'État. Etudes de faisabilité, études préliminaires, analyse technique des solutions proposées à la suite du concours lancé en 1996, contrôle extérieur du projet et innovation en ingénierie financière, ont

permis d'aboutir un projet caractérisé par la qualité du partenariat entre le service public et le groupe Eiffage, qui a financé le chantier sur ses fonds propres. L'aventure du viaduc de Millau continue pour le Groupe Eiffage, qui exploitera cet ouvrage-clé de l'A 75 jusqu'en 2079.

Le film rend hommage à cette prouesse technique au service de l'aménagement du territoire, vitrine magnifique du savoir-faire de nos entreprises et de leurs salariés.

Il sera disponible à partir du 7 avril 2005 chez les distributeurs de presse français, accompagné de nombreux bonus et d'un ouvrage rédigé par les journalistes du Moniteur. Ce film avait déjà fait l'objet d'une première diffusion, offerte par le groupe Moniteur le 10 décembre 2004, édition épuisée au bout de 48 heures.



*Réalisation : Karine Douplitzky
DVD Vidéo de 90 minutes
Langues : français et anglais - stéréo 2.1
Prix de vente : 14,90 euros*

• Avis techniques ouvrages d'art

Les avis techniques fournissent un avis officiel sur le comportement prévisible des produits, procédés et matériels pour éclairer les maîtres d'ouvrages et les maîtres d'œuvre dans leurs décisions.

Ces avis techniques ont été préparés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le Séttra, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

Le secrétariat et la présidence de cette commission sont respectivement assurés par le Séttra et la profession.

L'élaboration d'un avis technique est soumise aux étapes suivantes :

- dépôt de la demande ;
- enquête préalable (s'il s'agit d'une première demande jugée recevable) ;
- examen du dossier technique et établissement du programme d'essais ;
- établissement d'un avis technique.

Avis techniques - Étanchéité de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Asparène Pont	Asten	11-2004	11-2009	FATET04 03

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 3,05 euros

Coordonnées des rédacteurs

Jacques Berthelley
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 69

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

Philippe Vion
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 68

Vincent Barbier
CETE de l'EST D6/D67
Tél : 03 83 18 41 30

Michel Dauvilliers
DREIF/LROP de Trappes
Tél : 01 34 82 12 34

Jean-Pierre Lhermite
DREIF/LROP de Trappes
Tél : 01 34 82 12 46

Frédéric Rumeau
DDE 31/SGT/BEOA
Tél : 05 61 58 62 22

BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA		Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'études techniques des routes et autoroutes Bureau de vente • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex Tél. 01 46 11 31 53 - Fax 01 46 11 33 55	
je désire recevoir	exemplaire(s)	Nom et adresse du demandeur :	
TITRE			
Réf.			
Prix unitaire	Prix total	Tél :	Signature
		Date :	
Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 3,50 € pour toute commande inférieure à 20 € et 4,57 € pour toute commande égale ou supérieure à 20 € Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 7 € Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Sétra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire RIB : Code banque : 10071 • Code guichet : 92000 • N° de compte : 00001000261 • Clé RIB : 86 • Domiciliation : RGFIN Paris Nanterre			
OUVRAGES D'ART CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART		Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez ce formulaire à : Bulletin de liaison OUVRAGES D'ART • Sétra-CTOA (Christine Tardy) 46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex	
Nom :			
Service, société :			
Adresse :			
Tél :		Date :	
Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison OUVRAGES D'ART			



46 avenue
Aristide Briand
BP 100
92225 Bagneux Cedex
France
téléphone :
33 (0)1 46 11 31 31
télécopie :
33 (0)1 46 11 31 69
internet : [www.setra.
equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr)

Ce bulletin est un périodique d'information à l'intention des spécialistes d'ouvrages d'art. Il est destiné à décrire la construction d'ouvrages marquants et à faire connaître des techniques particulières ou innovantes.

Ce bulletin est désormais consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- sur I² (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **P0548** - Prix de vente : **10 €**

L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document

*Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex*

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement

