

Ouvrages d'art



Liberté • Égalité • Fraternité
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



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

SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

La construction du pont de Puget-Thénier

Denis Davi, Philippe Vion

☛ P. 2

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Viaduc de la Colagne

Vent et stabilité de fléau - Analyse temporelle

Patrice Schmitt

☛ P. 15

TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Mise au point d'une méthode de détection des défauts par ultrasons dans les tiges d'ancrages en acier alliés ou faiblement alliés

Vincent Barbier, Philippe Goury

☛ P. 23

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

Un système d'assainissement durable pour les deux nouveaux ponts sur le Scorff

Yacine Ben Milad, Jacques Berthelémy

☛ P. 31

INFORMATIONS BRÈVES

Stages

☛ P. 34

En encart

Liste thématique des articles publiés
dans les 50 premiers numéros

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P. 34, 35

Éditorial

Je souhaiterais que ce 50^{ème} numéro du bulletin Ouvrages d'art soit exceptionnellement dédié à André Massoutier qui vient de prendre sa retraite après un parcours professionnel exemplaire dans la gestion des ouvrages d'art. Nombre de ponts – et bien souvent des cas difficiles – auront bénéficié de son savoir faire, et même d'une véritable passion quand il s'agit de monuments historiques comme le pont suspendu de Tonnay-Charente ou ce fichu pont transbordeur du Martrou. De son expérience du terrain, André Massoutier a toujours su tirer une aide précieuse pour le réseau technique du ministère, en particulier dans la mise au point des guides méthodologiques ou la production des outils de gestion.

André Massoutier a été pour nous tous un collaborateur formidable, un maître-compagnon, un de ceux qui partagent leur passion, et tout simplement notre ami.

Hélène Abel-Michel

Chef du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

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-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (LCPC), Claude Bois (MISOA). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Coordination : Jacqueline Thirion (Sétra) - tél : 01 46 11 34 82. Réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère. 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2005

La construction du pont de Puget-Théniers

Denis Davi, Philippe Vion

Le contexte général et les principales contraintes du site

La construction du nouveau pont sur le Var à Puget-Théniers, dont la conception générale a été décrite dans le n° 48 du bulletin « Ouvrages d'art » [1], s'est achevée en mai 2005 après 20 mois de travaux. Cet ouvrage remplacera le pont du Brouchier qui constituait jusqu'à présent le seul point de franchissement du Var au niveau de la ville de Puget-Théniers, à quelques 60 kilomètres au nord-ouest de Nice. Il avait été mis en service en 1888 et comportait une voie unique de circulation limitée à 3,5 tonnes et un trottoir en porte-à-faux, le pont du Brouchier, de part sa vétusté et son étroitesse, n'était depuis longtemps plus adapté au trafic. En 1999, le Conseil Général des Alpes-Maritimes a donc décidé de réaliser un nouvel ouvrage de franchissement du Var à deux voies de circulation et deux larges trottoirs sur la commune de Puget-Théniers, permettant plus largement de relier la vallée de la Tinée à celle de l'Estéron. Le souhait du Maître d'ouvrage était de construire une structure esthétique qui s'intègre bien dans le site et qui constitue un ouvrage marquant à l'entrée du département, tout en privilégiant la simplicité des formes et un coût raisonnable.

Outre ces contraintes esthétique et économique, les concepteurs devaient prendre en considération deux contraintes naturelles fortes : d'une part, comme en témoignent les dégâts importants occasionnés lors



Photo 1 : dégâts occasionnés lors de la crue de 1994

de la crue de 1994 (photo 1), le Var est un fleuve torrentiel qui se caractérise par des débordements violents en période de crues. Par conséquent, le cahier des charges stipulait que le futur pont ne devrait posséder aucun appui en rivière et que son tablier serait aussi mince que possible afin de pouvoir dégager un gabarit suffisant vis-à-vis des crues centennales.

D'autre part, la commune de Puget-Théniers se situant en zone de moyenne sismicité, l'ouvrage devait être dimensionné pour résister à un tremblement de terre correspondant à une accélération nominale de 3 m/s^2 , soit environ un tiers de la force de pesanteur prise en horizontal.

Les caractéristiques principales de l'ouvrage

L'étude préliminaire et le dossier de POA réalisés par le Séttra, en collaboration avec l'architecte Laurent Barbier, ont conduit à retenir pour la conception de l'ouvrage, un pont à haubans dissymétriques, à tablier en béton précontraint avec deux mâts de pylône verticaux.

D'un poids total d'environ 4 300 tonnes, le nouveau pont sur le Var de Puget-Théniers présente une longueur totale de 93,85 m répartie en une travée principale de 65,85 m franchissant le Var et une travée arrière de 16 m prolongée par un massif contre-poids

de 12 m scellé dans le rocher (fig.1). Deux nappes de 7 haubans disposés en semi-éventail supportent la travée principale et s'ancrent dans les deux mâts du pylône de 25,50 m de hauteur. Les efforts sont transmis à la culée contre-poids via 2 nappes de 4 haubans de retenue parallèles.

Le tablier, constitué d'une dalle de 22 cm d'épaisseur supportée par deux nervures longitudinales (dans lesquelles viennent s'ancrer les haubans) et par des entretoises espacées de 3,60 m, porte un profil en travers comprenant deux voies de circulation de 3,50 m et deux larges trottoirs de 3,80 m (fig. 2). Le béton utilisé pour le tablier et les pylônes est un béton à hautes performances (B60) tandis que celui des appuis a des caractéristiques plus classiques (B35 pour la pile et les culées, B30 pour les pieux).

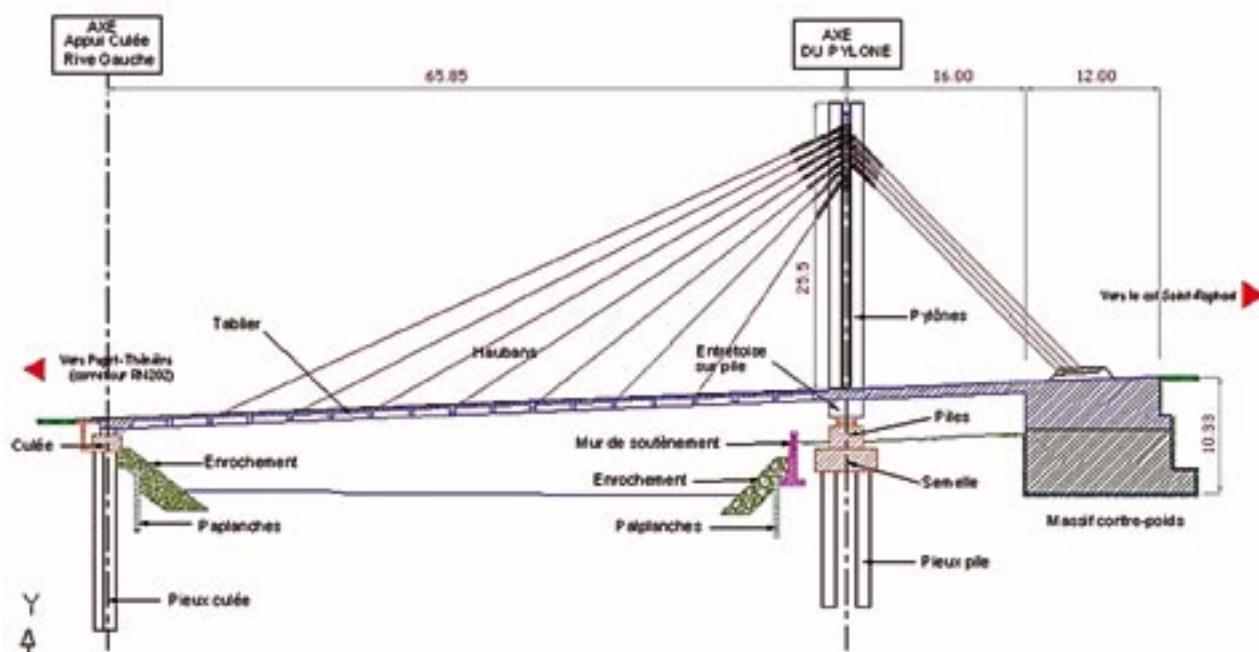


Figure 1 : coupe longitudinale

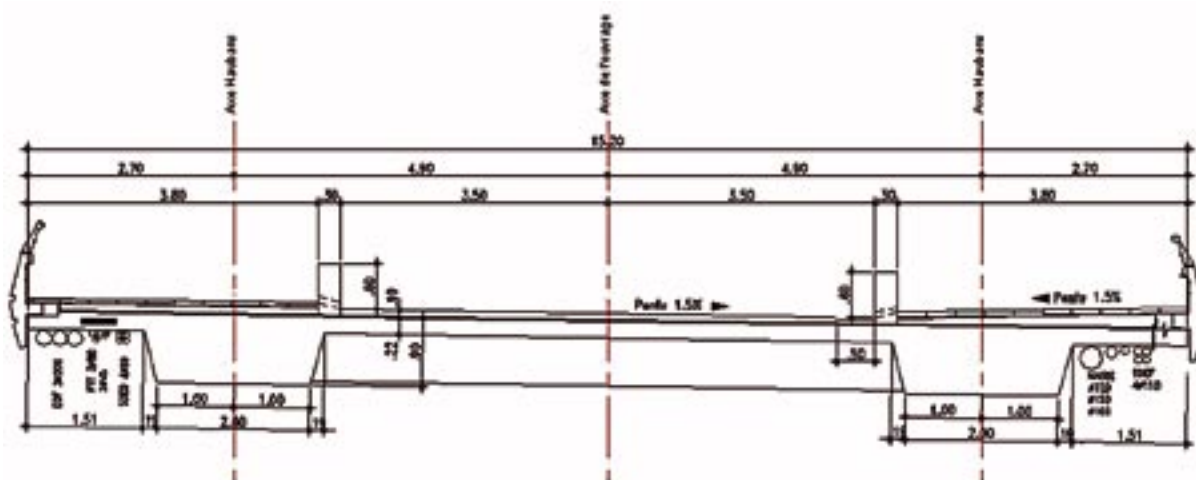


Figure 2 : coupe transversale

Les étapes de la construction

Principe général

Afin de s'affranchir des risques liés aux crues du Var en phase de construction et de ses incidences sur le planning de l'opération, le groupement Razel/Cari, lauréat de l'appel d'offre, a proposé de construire l'ouvrage sur cintre parallèlement au fleuve, puis de l'amener, quasi-achevé, dans sa position définitive par rotation (fig. 3).

Cette méthode de construction a nécessité quelques adaptations par rapport au projet initial du Sétra : d'une part, une longrine de rotation provisoire en béton armé a été réalisée pour permettre le glissement de l'appui aval depuis sa position initiale jusqu'à sa position finale sur pile (fig. 4 et 5).

D'autre part, le massif contre-poids a été scindé en deux parties : une partie mobile pivotant avec l'ouvrage et servant à contrebalancer son poids propre pendant la phase de rotation, et une partie fixe construite à son emplacement définitif, servant à équilibrer les surcharges d'exploitation et à ancrer correctement l'ouvrage dans le substratum rocheux en cas de séisme.

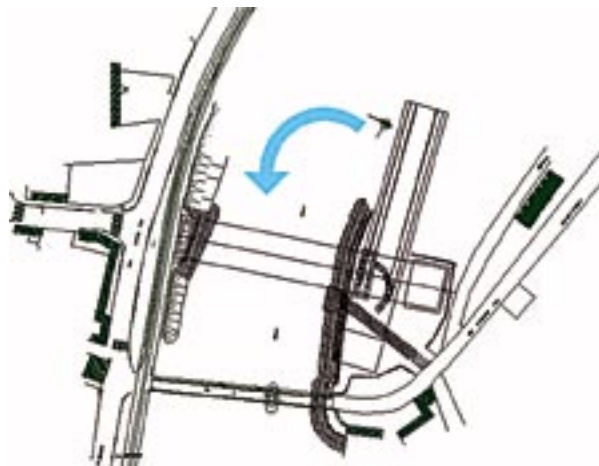


Figure 3 : principe de mise en place par rotation de l'ouvrage (vue de dessus)

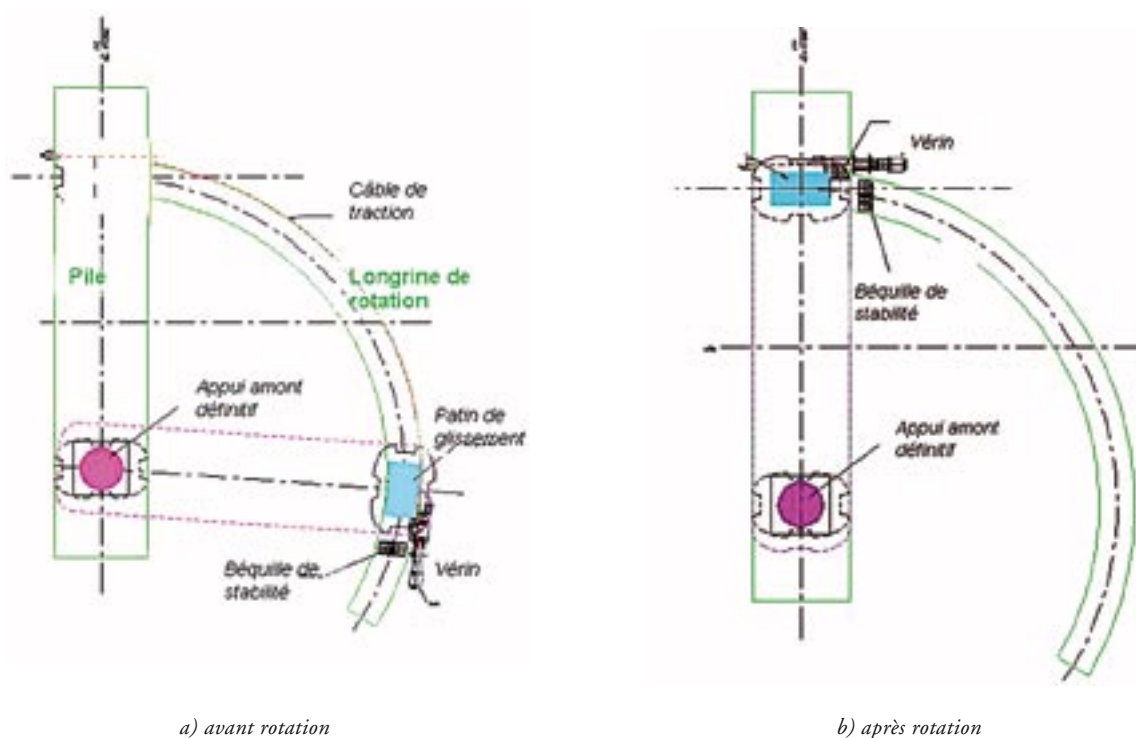


Figure 4 : rotation de l'ouvrage par glissement de l'appui aval sur la longrine provisoire (vue de dessus)

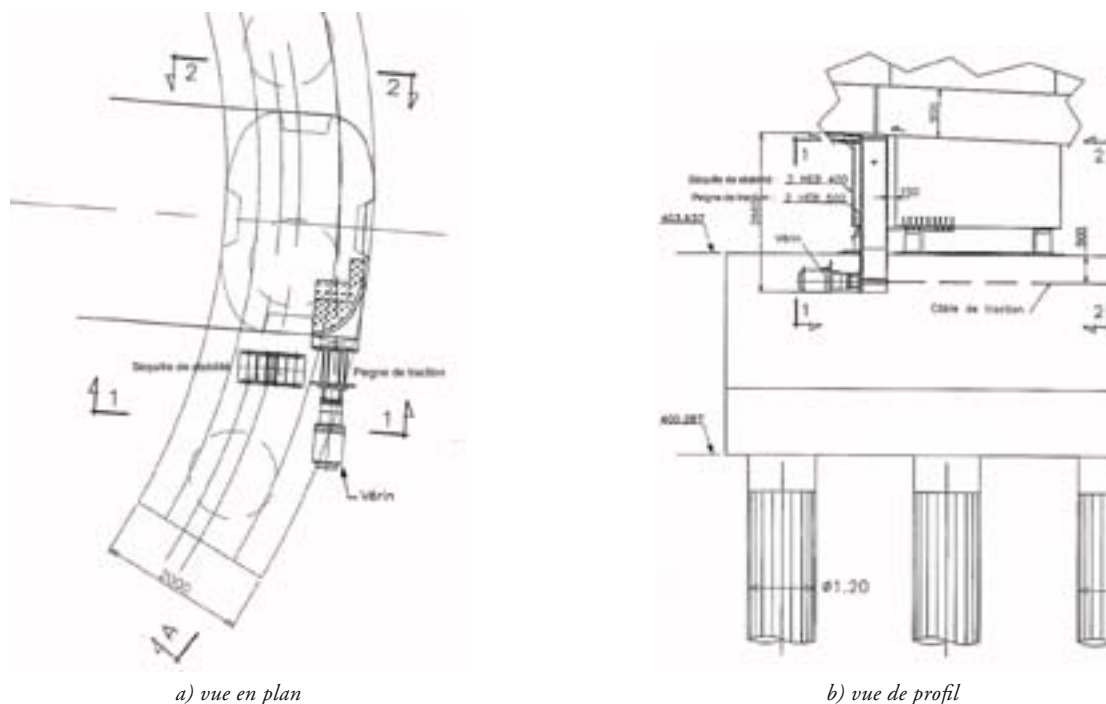


Figure 5 : détail du dispositif de rotation

La solidarisation des deux parties du massif, une fois la rotation effectuée, est réalisée par l'intermédiaire de 14 cheminées tronconiques verticales et d'une ceinture périphérique en béton armé (fig. 6). La section des cheminées tronconiques varie de 0,65 m x 0,65 m au niveau de la jonction, à 0,80 m x 0,80 m aux extrémités. Ces cheminées sont ferraillées, au moyen d'armatures passives en attente, de façon à reprendre les efforts de traction verticaux qui s'y développent en

service et sous séisme. Le transfert d'efforts au reste de la structure (massif de culée contrepoids) est assuré par la forme tronconique et par frottement périphérique béton/béton le long du coffrage en lattes métallique de type Nerlat®. La ceinture périphérique présente quant à elle une section carrée constante de 1,00 m de côté. Sa connexion au massif est réalisée au moyen d'armatures passives en attente.

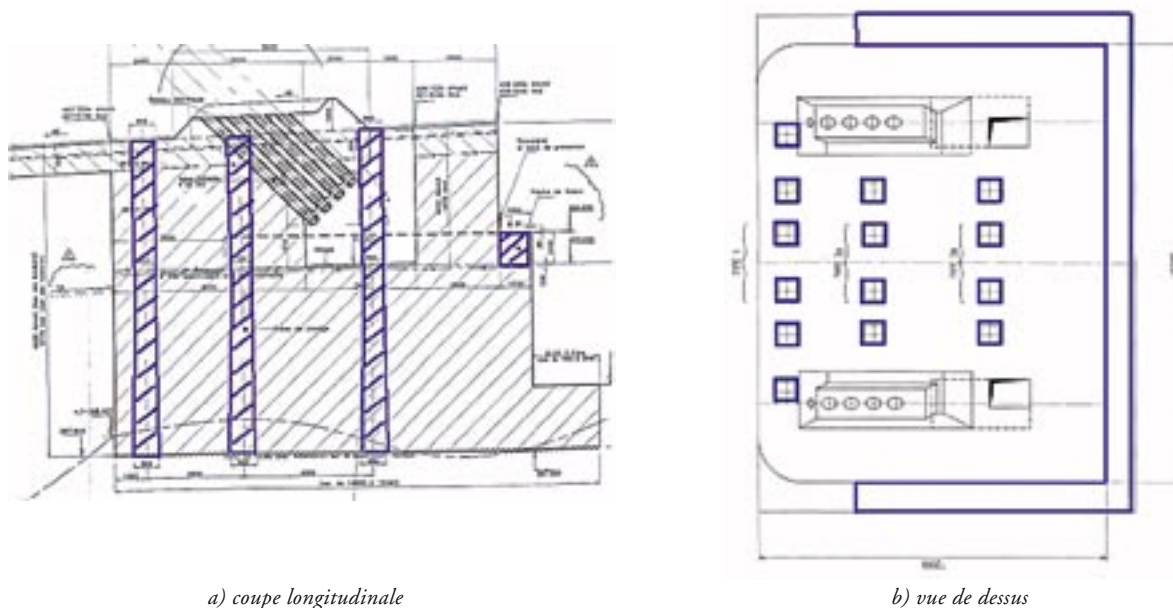


Figure 6 : solidarisation du massif contre-poids par cheminées tronconiques verticales et ceinture périphérique

La réalisation des appuis

La construction de l'ouvrage a débuté en septembre 2003 par les travaux de terrassement généraux (photo 2), la mise en place des palplanches de protection des berges du Var au niveau de l'implantation du futur pont et la réalisation des pieux de la pile, de la longrine de rotation et de la culée rive gauche.

Ces pieux, d'un diamètre de 1,2 m et d'une longueur de 12 à 16 m, sont au nombre de 12 pour la pile, 4 pour la culée rive gauche et 6 sous la longrine de rotation. Les pieux de la pile et de la culée comportent une gaine métallique définitive et présentent une densité de ferrailage importante atteignant jusqu'à 150 kg/m^3 en vue de leur conférer un bon comportement sous séisme (photos 3).



Photo 2 : travaux de terrassement généraux (sept. 2003)



a) cages d'armatures



b) gaine métallique et bétonnage

Photos 3 : réalisation des pieux de la culée rive gauche



Photos 4 : positionnement de l'entretoise sous pylône avant rotation et détail de la couronne de guidage

Au niveau de la pile, l'entretoise sous pylône repose d'un côté sur son appareil d'appui glissant définitif équipé d'une couronne de guidage métallique pour la phase de rotation et de l'autre sur la longrine de rotation par l'intermédiaire de patins de glissement en acier inox (photos 4). La longrine, qui sera démolie une fois la rotation effectuée, est encastrée dans la pile.

La construction de la partie inférieure fixe de la culée contre-poids en rive droite a nécessité d'important travaux de fouille et de terrassement pour atteindre le niveau du rocher. La stabilisation des parois latérales et arrière de la fouille a été réalisée au moyen d'une paroi berlinoise clouée (photo 5a). Le bétonnage a été

effectué en trois passes successives en prenant soin de garder des réservations pour les cheminées verticales tronconiques de solidarisation avec la partie supérieure (photo 5b).

La partie supérieure mobile de la culée rive droite a été construite sur cintre et sur lit de sable afin de faciliter sa mise en mouvement lors de la phase de rotation. L'alignement des tubes de réservation pour l'ancrage des haubans de retenue et le positionnement des réservations des parties supérieures des cheminées tronconiques de solidarisation, qui devront se superposer parfaitement avec celles de la partie inférieure, ont nécessité une attention toute particulière (photos 6).



a) fouille et terrassement (mars 2004)



b) ferraillage et réservations pour les cheminées de solidarisation (mai 2004)

Photos 5 : culée rive droite - partie inférieure fixe



a) coffrage et ferraillage (mai 2004)



b) décoffrage (sept. 2004)

Photos 6 : culée rive droite - partie supérieure mobile

La construction du tablier sur cintre parallèlement au Var

Le tablier a été réalisé sur cintre sur la rive droite du Var. Le cintre a servi au coffrage de la travée arrière et des deux nervures longitudinales précontraintes de la travée principale. Les entretoises en béton armé ont été préfabriquées sur site, de même que les prédalles coffrantes qui ont servi au coffrage de la partie supérieure du hourdis central (photos 7). Le bétonnage du tablier a été réalisé en 4 phases longitudinales, la première phase correspondant à la travée arrière et les trois suivantes au découpage par plots de la travée principale. La précontrainte longitudinale du tablier, constituée au total de 7 paires de câbles 19T15S, a été mise en œuvre en deux phases : 3 paires de câbles ont été mises en tension avant la rotation de l'ouvrage (à $f_{cj} \geq 46$ MPa) et 4 paires après rotation (à $f_{cj} \geq 55$ MPa). Les trois paires de câbles filants sur toute la longueur du pont ont été tendues depuis leurs deux extrémités (culées rives gauche et droite), tandis que les quatre paires s'arrêtant en travée principale ont été mises en tension depuis la culée rive gauche uniquement. La dissymétrie longitudinale introduite dans la géométrie du câblage de précontrainte est destinée à équilibrer le surplus de compression apporté par les haubans dans le tablier à proximité du pylône et dans la travée arrière, afin d'obtenir une contrainte d'effort normal uniforme dans l'ensemble du tablier.



a) vue générale du cintre et plaques d'ancrage de la précontrainte



b) entretoises et prédalles préfabriquées en sous-face du tablier

Photos 7 : construction du tablier sur cintre



a) échafaudage général



b) coffrage grimpant des levées de 4 m

Photos 8 : construction des mâts du pylône

La réalisation du pylône et des boîtes d'ancrage

Les deux mâts du pylône ont été réalisés à l'aide de coffrages grimpants par levées successives de 4 m, alternativement sur un mât puis l'autre (photos 8). Les régions situées en partie basse des mâts ainsi que les zones nodales de connexion avec l'entretoise sous pylône sont des zones de concentration très importante d'efforts sous sollicitations sismiques. En conséquence, ces zones ont fait l'objet d'un ferrailage particulièrement contraignant (photo 9), conformément aux dispositions constructives prescrites par les règlements parasismiques en vigueur [2].

Les boîtes d'ancrage métalliques pré-assemblées en usine, de 6 m par 3,60 m, sont encastrées dans le béton en tête de mâts au moyen de goujons (photos 10). Toutes les faces, à l'exception de celles en contact direct avec le béton, ont fait l'objet d'un traitement anti-corrosion par peinture époxy.



Photo 9 : cage d'armature d'une levée de pylône
(ratio d'acier : 137 kg/m³)



Photos 10 : boîtes d'ancrage métalliques des haubans

La mise en tension des haubans

Les haubans sont constitués de câbles à torons multi-couches (TMC) réalisés par l'entreprise sous-traitante Baudin-Chateauf. Ces câbles sont constitués de fils élémentaires galvanisés Ø 5,3 enroulés en hélice autour de trois fils d'âme Ø 3,25, selon plusieurs couches successives alternativement dans un sens puis dans l'autre (photos 11). La protection contre la corrosion est assurée d'une part par un remplissage à la cire pétrolière des interstices entre les câbles, et d'autre part par une gaine périphérique en polyéthylène haute densité de 6 mm d'épaisseur nominale extrudée autour du câble.

Les haubans de la travée principale, constitués de 168 fils périphériques enroulés sur 7 couches, présentent un diamètre de 93 mm pour une charge de rupture de 619 tonnes. Les haubans de retenue se composent quant à eux de 270 fils périphériques enroulés sur 9 couches et constituent par conséquent des unités légèrement plus grosses (diamètre de 114 mm et charge de rupture de 992 tonnes). Notons enfin que les haubans sont équipés de divers dispositifs spécifiques : tubes anti-vandalisme en partie inférieure et dispositifs absorbeurs de vibrations en élastomère au niveau des ancrages contre les effets du vent et des séismes.

Une première mise en tension des haubans s'est effectuée avant rotation depuis la sous-face des poutres longitudinales du tablier au moyen de vérins (photos 12). La mise en tension s'est effectuée de façon alternée entre les haubans de la travée principale et les haubans de retenue afin de réduire au maximum les efforts de flexion dans les mâts du pylône et jusqu'à obtenir un léger décollement entre le tablier et les cintres. Une paire de haubans provisoires a par ailleurs été tendue entre la tête de mâts et l'extrémité du tablier afin de suppléer la réaction d'appui de la culée rive gauche durant la phase de rotation.



Photos 11 : fabrication des haubans TMC



Photos 12 : mise en tension des haubans avant rotation depuis la sous-face du tablier

La rotation du pont

Le 13 novembre 2004 au matin s'est effectuée la rotation de l'ouvrage, en présence des principaux élus locaux et devant près de trois milles habitants des deux rives venus assister à la phase sans doute la plus spectaculaire de la construction du nouveau pont de Puget-Théniers (photos 13).

Toute la rotation a été réalisée sous couverture météo afin de s'assurer que la vitesse du vent ne dépassait pas 50 km/h durant cette phase particulièrement sensible du chantier.

Avant rotation, l'ouvrage a été préalablement lesté par des contrepoids en béton jusqu'à obtenir une réaction d'appui de 220 tonnes sur la béquille arrière de stabilisation (photo 14b) correspondant à un moment de déséquilibre arrière de 440 t.m. Des pesées d'une grande précision ont alors été réalisées afin de s'assurer que les descentes de charges étaient bien réparties sur les trois appuis : l'appui amont servant de pivot, l'appui aval équipé de patins néoprène/téflon glissant sur la longrine de rotation, et la béquille arrière de stabilisation excentrée de deux mètres par rapport à l'axe des appuis principaux.

La rotation a été réalisée au moyen d'un câble de traction filant le long de la longrine circulaire et d'un vérin d'une force de 120 tonnes (photo 14c). Le vérin ayant une course de 25 cm en continu, il a fallu faire 60 courses de vérins pour procéder à sa rotation complète. Quatre heures ont au total été nécessaires à cette mise en place. Au cours de la rotation, les descentes de charges maximales prévues en pied de pylône étaient de 2 228 tonnes au niveau de l'appui à pot servant de pivot et de 2 237 tonnes sur la selle de glissement.



Photos 13 : la rotation de l'ouvrage



a) vue générale



b) pesée de la réaction d'appui sous la béquille arrière de stabilisation



c) vérin et câble de traction

Photos 14 : dispositif de rotation

L'achèvement de l'ouvrage

Une fois l'ouvrage dans sa position finale, il restait à terminer la structure et à réaliser les superstructures. Les colonnes et la ceinture de solidarisation du massif contrepoids de la culée rive droite ont été ferraillées et bétonnées. En rive gauche, une butée parasismique en béton armé de dimensions en plan 1,75 m par 1,20 m et de 70 cm de hauteur a été ajoutée pour bloquer le débattement latéral du tablier sous séisme. Un grillage anti-intrusion a par ailleurs été disposé afin d'interdire l'accès à la chambre de tirage de la précontrainte tout en permettant un éclairage naturel suffisant (photos 15). Au niveau de la pile, la béquille arrière a été démontée, la longrine de rotation démolie et l'appui aval sous pylône a été placé sur son appareil d'appui à pot glissant définitif.

Enfin, la paire de haubans provisoires a été détendue et on a procédé au réglage définitif des haubans. Ce réglage définitif a été réalisé depuis la boîte d'ancrage métallique en tête de mâts (photos 16), à l'exception de la première paire en travée accessible depuis la rive à proximité de la pile et des haubans de retenue tendus depuis le bas.



Photos 15 : butée parasismique de blocage latéral en culée rive gauche et grillage anti-intrusion



Photos 16 : réglage définitif des haubans depuis les têtes de mâts

En ce qui concerne les superstructures et les équipements, on a procédé à la pose des garde-corps (photo 17a), à la réalisation de la chape d'étanchéité et des enrobés (photo 17b), et au dallage des trottoirs (photo 17c). Les pylônes ont par ailleurs été équipés de paratonnerres (photo 17d) et des spots d'éclairage des haubans ont été installés en tête de mâts et au niveau des plots d'ancrage dans le tablier afin de souligner la silhouette de l'ouvrage en perception nocturne (photos 17d, 17e et 17f).



a) garde-corps



b) chape d'étanchéité



c) dallage des trottoirs



d) paratonnerre et éclairage en tête de mâts



e) réservation pour spot d'éclairage dans les plots d'ancrage des haubans



f) spots d'éclairage des haubans de retenue

Photos 17 : pose des superstructures et équipements



Conclusion

Le chantier du nouveau pont sur le Var à Puget-Théniers, en plus d'être localisé sur un site particulièrement exposé (franchissement d'un fleuve à régime torrentiel, zone de moyenne sismicité), s'est caractérisé par la mise en œuvre d'un certain nombre de méthodes de construction innovantes ou peu classiques : choix de béton hautes performances, utilisation de haubans de type TMC, mise en place de l'ouvrage par rotation... La maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre ont été assurées par le Conseil Général des Alpes Maritimes. Pour le contrôle technique des études d'exécution (vérification des notes de calcul, des plans d'exécution et des documents méthodes), la direction des Infrastructures Routières du Conseil Général a été assistée par le Sétra, qui avait déjà réalisé les études de conception. Le contrôle d'exécution sur le chantier a été effectué en partenariat avec le Laboratoire Régional de Nice (CETE Méditerranée), notamment pour le contrôle de la qualité des bétons, pour le contrôle de la fabrication, des procédures d'essai et de la mise en œuvre des haubans, ainsi que pour celui de la réalisation et de la protection anti-corrosion des boîtes d'ancrage métalliques. Au final, le montant total de l'opération s'élève à un peu plus de 6 millions d'euros auxquels viennent s'ajouter 3 millions d'euros pour les aménagements paysagers connexes (aménagement du carrefour, rétablissement du passage à niveau du chemin de fer de Provence, création d'un espace de promenade sous le pont et aménagement de la rive droite du Var). Les visions lointaines ou à proximité directe de l'ouvrage, de même que son appropriation

immédiate par la population semblent correspondre parfaitement aux objectifs initiaux fixés par la maîtrise d'ouvrage et témoignent d'un partenariat de maîtrise d'œuvre réussi entre le Conseil Général des Alpes-Maritimes et les services centraux de l'Etat (Sétra et LRPC de Nice) ■

Références bibliographiques

[1] Le projet du nouveau pont sur le Var à Puget-Théniers – P. Vion – Bulletin « Ouvrages d'art » n°48, avril 2005 – Sétra/CTOA

[2] Ponts courants en zone sismique – Guide de conception Sétra – SNCF

Credit photos : Albert Laurens (DDE 06 Subdivision de Puget-Théniers), photo 1 - Philippe Julien (Sétra), figures 1, 2 et 4 - Razel/Cari, figures 3, 5 et 6, photo 13 - Denis Davi (Sétra) et Philippe Vion (Sétra), photos 2 à 18.

Photos 18 : quelques vues de l'ouvrage terminé...



Viaduc de la Colagne

Vent et stabilité de fléau - Analyse temporelle

Patrice Schmitt

Cet article fait suite à une publication ^[1] de septembre 2003, qui traite du même sujet. Ce premier papier présentait les méthodes simplifiées, dérivées de la méthode spectrale, qui ont été utilisées pour la prise en compte des non-linéarités (détension des haubans) dans le calcul au vent du fléau haubané de la Colagne. Ces méthodes, élaborées pour le projet, ont été mises en œuvre lors des études d'exécution.

Le présent article traite d'une approche différente du même problème, qui repose cette fois-ci sur le calcul temporel, rendu possible par un récent développement du logiciel PCP (pont construit par phase) du Sétra.

Rappel du contexte

Une présentation détaillée de l'ouvrage et du problème posé a été effectuée dans l'article « Viaduc de la Colagne, vent et stabilité de fléau », du Bulletin Ouvrages d'Art n° 43. On en rappelle ici les grandes lignes.

Le viaduc de la Colagne est un ouvrage en béton précontraint, construit par encorbellements successifs. D'une longueur totale de 663 m, il présente 5 travées. Les deux fléaux principaux mesurent 190 m de long. Le tablier est un caisson à âmes inclinées de 19,5 m de large. Sa hauteur varie entre 5,00 m à la clé et 11,00 m sur appui. Les piles P2 et P3, qui supportent les grands fléaux, ont une hauteur importante : 108,5 m pour P2 et 92,4 m pour P3.

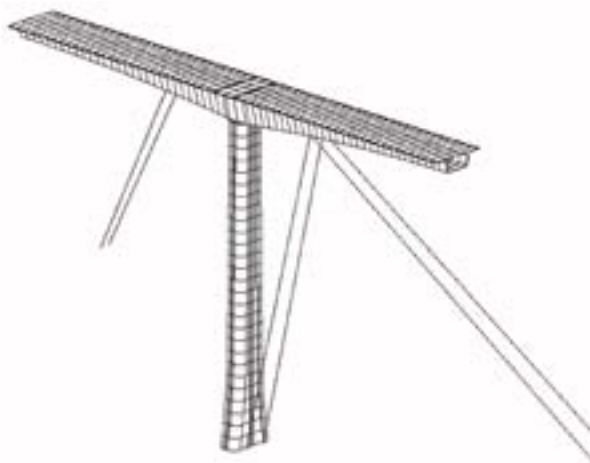
Du fait de la grande hauteur des piles et de la dimension des fléaux, cet ouvrage se révèle particulièrement sensible aux actions du vent, principalement en cours de construction. Pour assurer la stabilité des fléaux, il est nécessaire de les haubaner provisoirement. Le fond de la vallée que surplombe la travée P2 - P3 n'étant pas accessible, le système de haubanage retenu est le suivant, pour P2 :

- du côté de la grande travée, deux paires de haubans

sont installées : l'une, constituée de 10T15 S est ancrée à la base de la pile P2. L'autre, constituée de 12T15 S est ancrée dans la fondation de P3.

- du côté de P1, une unique paire de haubans 27T15 S est mise en œuvre. La position de son ancrage dans le versant et la tension appliquée sont déterminées de manière à ce que le système global de haubanage n'induisse ni effort horizontal, ni moment de flexion dans l'appui. La section importante choisie pour ces câbles est justifiée a posteriori par la grandeur des efforts auxquels ils peuvent être soumis.

- sur le tablier, les haubans sont ancrés dans le 10^{ème} voussoir, c'est à dire approximativement au tiers du fléau.



Les raccourcissements appliqués aux haubans sont tels qu'en fin de construction du fléau, les tensions résiduelles soient :

12T15 S : 1,004 MN ((soit 0,3 F_{rg})

10T15 S : 0,837 MN (soit 0,3 F_{rg})

27T15 S : 1,470 MN (soit 0,195 F_{rg})

L'application de la méthode spectrale montre qu'à l'ELU, une détension complète des haubans de retenue était à redouter, ce qui rend le comportement de la structure fortement non-linéaire.

Les principes du calcul temporel

Conduire un calcul temporel consiste à prédire l'évolution dans le temps d'une structure, en fonction des sollicitations fluctuantes auxquelles elle est soumise, telles que, dans notre cas, un vent qui souffle en rafales. Ce type de calcul procède par intégration, en pas de temps élémentaires, de l'équation différentielle du mouvement. Celle-ci fait intervenir les forces incidentes (sollicitations extérieures) et les forces d'inertie, agissant sur les états successifs de la structure, que l'on caractérise par les torseurs de déplacements et de vitesses en chaque nœud. Elle tient compte de l'amortissement structurel (mesurant la dissipation interne d'énergie) propre à chaque matériau, facteur atténuant les phénomènes de résonance.

La méthode spectrale travaille dans le domaine des fréquences, et traite non les grandeurs usuelles directement (vitesses, efforts, déplacements...), mais leurs transformées de Fourier. Elle ne peut fournir que l'amplitude maximale des variations d'efforts ou de déplacements pour une vitesse de vent donnée. La méthode temporelle quant à elle, aboutit à un historique de chacune de ces grandeurs sur l'intervalle de temps considéré, en fonction de la séquence de vent incidente.

La principale difficulté du calcul temporel consiste à générer des séquences de vent incidentes, qui soient représentatives du modèle statistique de vent, sur lequel repose le calcul spectral (vitesse moyenne, écarts-types des fluctuations, échelles de turbulences, exposants de cohérence, ...). Ce processus comprend deux étapes :

- la discrétisation des densités spectrales et interspectrales réelles et leur modélisation sur un nombre fini de fréquences d'échantillonnage ;
- la génération, à partir de semences aléatoires, de séquences de vent stochastique, dont les densités spectrales et interspectrales effectives reflètent les précédentes.

Dans le cadre d'une étude de dimensionnement, on recherche in fine les effets extrêmes susceptibles de se produire lors d'une tempête, d'une période de retour donnée. Cette notion nécessite cependant d'être précisée : il est clair, que plus le laps de temps sur lequel on effectue l'analyse temporelle est long, plus les extrema des effets considérés risquent d'être élevés. Conventionnellement, il est d'usage d'analyser plusieurs intervalles de temps de 10 minutes, et de retenir comme valeur caractéristique d'un effet, la moyenne des extrema enregistrés au cours des différentes simulations.

Dans le langage probabiliste, on exprime cela en disant que les effets retenus pour le dimensionnement

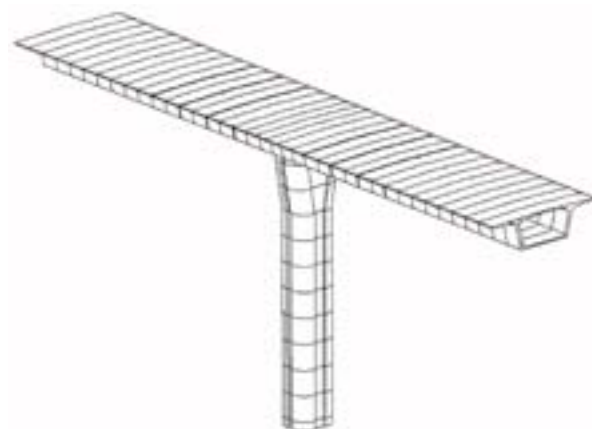
correspondent à l'espérance des extrema de ces effets, ces valeurs étant mesurées sur un intervalle de temps de 10 minutes.

C'est sur cette base que les facteurs de pointe de la théorie spectrale ont été calibrés.

Validation de la méthode d'analyse temporelle sur le fléau P4

Avant d'envisager le calcul du fléau haubané, il a semblé nécessaire, dans un premier temps, de valider la méthode d'analyse temporelle implémentée dans PCP, en effectuant un calcul sur le fléau P4.

Ce fléau présente une longueur de 112 m et repose sur une pile de 41,3 m de hauteur. Le tablier est de hauteur constante (5 m). Il n'est pas haubané pendant sa construction et son comportement au vent reste purement linéaire. Dans ces conditions, l'application de la théorie spectrale est parfaitement autorisée et les résultats obtenus par ce biais peuvent être directement comparés à ceux d'une analyse temporelle.



Analyse spectrale

Le calcul est mené sur la base d'un vent de vitesse moyenne 25,3 m/s (période de retour décennale), correspondant à l'ELS. Seuls les dix premiers modes propres sont recherchés.

Dans le sens longitudinal, deux modes ont une contribution significative :

- le premier mode, de période 3,51 s et de masse modale représentant 45,3 % de la masse totale ;
- le quatrième mode, de période 1,03 s et de masse modale représentant 38,9 % de la masse totale.

Le pourcentage critique d'amortissement structurel vaut 0,8 %, pour tous les modes propres.

Les coefficients aérodynamiques de la structure ont été mesurés sur une maquette en soufflerie. Ils varient fortement, de même que leurs dérivées, en fonction de l'angle d'incidence. Pour ce calcul, on a retenu les valeurs des coefficients mesurés pour une incidence horizontale, et les dérivées maximales au voisinage de cette direction. On a ainsi pour le tablier (largeur 19,5 m), par exemple :

C_x	C_y	C_m	dC_x / di	dC_y / di	dC_m / di
0,323	0,523	0,215	0,215	3,460	0,0

On s'intéresse au moment de flexion longitudinale en base de pile (stabilité de fléau). Les résultats issus de l'analyse spectrale sont, compte tenu d'une légère dissymétrie initiale du fléau ($M_{min}^0 = -1,4 \text{ MNm}$) :

$$M_{min} = -105,9 \text{ MNm} \quad \text{et} \quad M_{max} = +103,1 \text{ MNm}$$

Analyse temporelle

L'analyse temporelle est menée dans les mêmes conditions que l'analyse spectrale, en ce qui concerne les caractéristiques de vent et le pourcentage d'amortissement critique (amortissement de Rayleigh, calé sur les fréquences des deux principaux modes longitudinaux).

Les coefficients aérodynamiques pris en compte ne sont pas ceux mesurés pour les différents angles d'incidence, mais des coefficients artificiels, extrapolés à partir des valeurs à incidence nulle et des dérivées retenues pour l'analyse spectrale. De cette manière, les hypothèses des deux calculs sont strictement équivalentes.

La densité spectrale est discrétisée sur 16 384 (2^{14}) fréquences différentes, réparties dans l'intervalle $[2,44 \cdot 10^4 ; 2]$ (Hz). Cette plage, relativement large du côté des longues périodes, permet de reproduire avec finesse la densité spectrale pour les grandes valeurs de l'intervalle fréquentiel considéré, qui seules importent ici. La fréquence maximale modélisée (2 Hz) est la valeur minimale pour couvrir correctement les effets du quatrième mode. L'intégration temporelle se fait sur un pas de temps de 0,01 s. Ainsi 10 minutes représentent quelques 60 000 étapes de calcul.

L'analyse temporelle étant un processus stochastique, il est a priori nécessaire de faire un grand nombre de simulations indépendantes. Voilà pourquoi, on a réalisé 100 simulations successives, avec des semences de processus aléatoire telles, qu'elles garantissent l'indépendance des calculs deux à deux.

Les valeurs moyennes des résultats obtenus sont les suivantes :

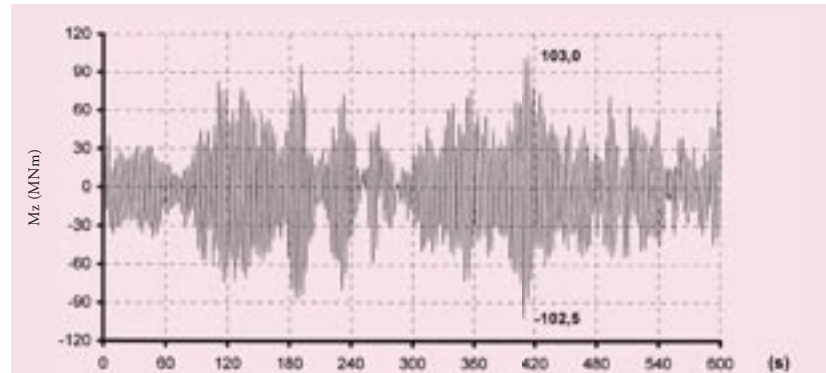
$$M_{min} = -105,0 \text{ MNm} \quad \text{et} \quad M_{max} = +103,7 \text{ MNm}$$

Comparaison des résultats entre les méthodes

La corrélation entre les résultats des deux analyses est excellente. La fonctionnalité d'analyse temporelle du logiciel est donc parfaitement validée.

Cependant, l'analyse statistique des 100 simulations montre qu'il existe une importante dispersion dans les résultats. Ainsi les écarts-types (sans biais) des variations par rapport à l'état initial sont de 18,9 % et de 18,5 % de la valeur moyenne respectivement pour M_{min} et M_{max} .

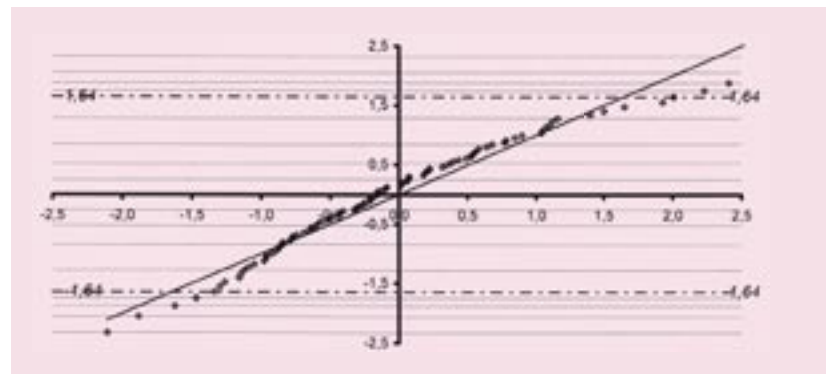
Cette dispersion s'explique par le fait, que sur un intervalle de 10 minutes, le maximum n'est très souvent atteint qu'une seule fois, au cours d'une série d'oscillations assez courte. Hors de cette série, les amplitudes de variation restent notablement plus faibles. Ce phénomène est visible sur les historiques des efforts.



Historique du moment en base de pile au cours d'une simulation particulière (n° 37)

On remarque cependant, que l'échantillon des résultats obéit à une loi statistique simple.

En effet, lorsque l'on trace la fonction de répartition sur un papier de Gauss, il apparaît que les points sont relativement bien alignés.



Test d'ajustement de M_{max} sur une loi normale

Ceci porte à croire que l'on est en présence d'un processus aléatoire de type gaussien, et qu'en particulier, (propriétés mathématiques des variables aléatoires gaussiennes) :

- La moyenne arithmétique des résultats obtenus pour chacune des n simulations ($\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$) est un *estimateur* de l'espérance de la variable aléatoire, et en est même le meilleur *estimateur* possible ;

- Si μ et σ désignent respectivement l'espérance et l'écart-type de X , la moyenne arithmétique des résultats est une variable aléatoire dont l'espérance est également μ et l'écart-type $\frac{\sigma}{\sqrt{n}}$. Ainsi lorsque n augmente, la moyenne arithmétique des résultats tend *presque sûrement* vers μ .

- Si, comme dans notre cas, on dispose de 100 simulations, les probabilités respectives pour que

$\left| \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n M_{\max} - \mu \right|$ reste inférieure aux valeurs suivantes

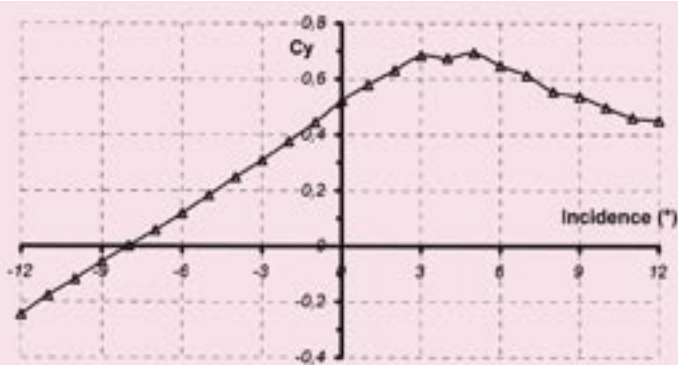
sont :

1,87 MNm	17 %
3,74 MNm	50 %
5,61 MNm	83 %
7,48 MNm	95 %

Compte-tenu de ces enseignements apportés par la statistique, on comprend que la très bonne corrélation obtenue pour le fléau P4 est fortuite. Dans le cas général, on ne peut pas espérer une telle précision.

Calculs temporels fins sur le fléau P4

Les calculs présentés ci-dessus, tant pour la méthode spectrale que pour l'analyse temporelle sont pessimistes. En effet, la prise en compte systématique de la dérivée des coefficients aérodynamiques la plus forte au voisinage de l'angle horizontal conduit très certainement à une majoration des moments longitudinaux dans la pile.



Coefficient de portance du tablier en fonction de l'incidence

Le coefficient dC_y / di , s'il demeure fort et quasiment constant pour les incidences de vent négatives, chute en effet brutalement dès que l'incidence devient positive. Or c'est ce coefficient qui gouverne le basculement de fléau et la flexion dans la pile.

Il est intéressant d'estimer la majoration introduite précédemment, en réalisant un calcul plus fin, qui met en œuvre les coefficients aérodynamiques mesurés pour chaque incidence de vent. On a donc réalisé une nouvelle campagne de 100 simulations, en implémentant les coefficients aérodynamiques réels. La dispersion des résultats demeure aussi forte en proportion que précédemment, par contre l'espérance des extrema sur des périodes de 10 minutes chute d'environ 20 %. On obtient cette fois-ci :

$$M_{\min} = -82,7 \text{ MNm} \quad \text{et} \quad M_{\max} = +80,7 \text{ MNm}$$

Le calcul spectral qui a été réalisé pour le dimensionnement comporte donc une certaine sécurité.

Pour retrouver ces résultats à partir de l'analyse spectrale, il aurait fallu considérer pour dC_y / di , sa valeur moyenne sur la gamme d'incidence $[-7^\circ ; +7^\circ]$, et non la valeur maximale sur la plage de mesures. Les bornes de la fourchette de calcul correspondent à 80 % de l'écart type de l'inclinaison de la direction du vent, dont la tangente vaut σ_w / U_m . Ce résultat ne peut cependant pas être généralisé, car il dépend fortement de l'allure de la courbe de C_y en fonction de l'angle d'incidence, qui est spécifique à chaque section transversale.

Étude de la détension des haubans du fléau P2

Le but de cette partie de l'étude est d'examiner la validité des méthodes simplifiées de prise en compte de la détension des haubans du fléau P2, qui ont été proposées dans l'article « Viaduc de la Colagne, vent et stabilité de fléau », du Bulletin Ouvrages d'Art n°43, à la lumière des résultats d'un calcul temporel.

Le calcul doit être mené à l'ELU, pour lequel, les effets du vent décennal sont multipliés par un coefficient 1,5. Pour un calcul temporel, il est nécessaire de retranscrire cela en terme d'une majoration des sollicitations incidentes. En effet, le fait que le comportement devienne non linéaire interdit l'application brutale du coefficient 1,5 aux résultats ELS. Deux options sont possibles :

- on conserve la valeur ELS du vent (vitesse moyenne de 25,3 m/s) et on multiplie l'ensemble des coefficients aérodynamiques de la structure par 1,5. Cette manière de procéder, qui correspond physiquement à la prise

en compte d'une sécurité sur les mesures en soufflerie, majore malheureusement également l'amortissement aérodynamique, et n'est donc pas sécuritaire ;

- on applique un coefficient $\sqrt{1,5}$ à la vitesse du vent moyen et aux trois écarts-types de fluctuations, en conservant les coefficients aérodynamiques réels. Cette manière de procéder traduit le souci de se prémunir contre des vitesses de vent anormalement élevées. Son inconvénient est qu'elle déplace la gamme de fréquences des tourbillons et modifie donc fondamentalement la réponse de la structure par rapport à l'ELS.

On a opté pour une solution partagée, qui scinde le coefficient global 1,5 en, d'une part un facteur de sécurité relatif aux mesures en soufflerie et d'autre part, une marge pour se prémunir contre les vitesses de vent anormalement élevées. On a ainsi appliqué :

- un coefficient 1,2 à l'ensemble des coefficients aérodynamiques de la structure,
- un coefficient $\sqrt{1,25}$ à la vitesse moyenne du vent

décennal et aux trois écarts-types de fluctuations, ce qui revient quasiment à considérer le vent cinquantenal.

On vérifie bien alors que $1,2 \times (\sqrt{1,25})^2 = 1,5$, mais on retiendra tout de même que le cas de charge ainsi créé diffère, même s'il en est proche, de l'ELU fondamental habituel.

Résultats des méthodes simplifiées calées sur l'analyse spectrale

Les deux méthodes simplifiées, présentées dans l'article du Bulletin Ouvrages d'Art n° 43 (qu'on peut résumer par un décalage artificiel de la position d'équilibre pour la première méthode et par une étude indépendante des deux systèmes avec et sans haubans de retenue pour la seconde) ont été successivement appliquées, dans le cadre des hypothèses représentatives de l'ELU formulées ci-dessus, et en tenant compte de la géométrie réelle du haubanage, au stade de l'exécution (légère variation des positions d'ancrage des haubans sur le tablier par rapport au projet).

Les résultats fournis à chaque itération de calcul par la première méthode sont :

		S_0	Itération n° 1	Itération n° 2	Itération n° 3	Itération n° 4	Itération n° 5	Itération n° 6	Itération n° 7
E_{27} (MPa)		190 000	161 855	147 868	140 766	137 109	135 199	134 103	133 505
Allongement initial Δl_{27} (m)		0,000	-0,0337	-0,0539	-0,0653	-0,0715	-0,0748	-0,0778	-0,0781
27T15 S	T_{\min} (MN)	-0,65	-0,36	-0,19	-0,10	-0,05	-0,03	-0,02	-0,01
	T_{\max} (MN)	3,74	3,77	3,77	3,77	3,77	3,77	3,77	3,77
10T15 S	T_{\min} (MN)	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
	T_{\max} (MN)	0,98	1,00	1,01	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
12T15 S	T_{\min} (MN)	0,51	0,51	0,50	0,50	0,50	0,49	0,49	0,49
	T_{\max} (MN)	1,49	1,58	1,63	1,66	1,67	1,68	1,68	1,68
Base du fût de pile	M_{\min} (MNm)	-271,0	-295,0	-312,4	-321,6	-326,5	-329,1	-330,6	-331,4
	M_{\max} (MNm)	263,4	271,3	272,1	272,7	273,2	273,4	273,5	273,6

Les résultats fournis à chaque itération de calcul par la deuxième méthode sont :

		S_0	Itération n° 1	Itération n° 2	Itération n° 3	Itération n° 4
$\xi = \frac{A_0}{A^+}$			-0,758	-0,736	-0,733	-0,733
Période T (s)		4,893	4,997	5,012	5,015	5,015
27T15 S	T_{\max} (MN)	3,59	3,65	3,66	3,66	3,66
10T15 S	T_{\min} (MN)	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	T_{\max} (MN)	0,98	1,02	1,02	1,02	1,02
12T15 S	T_{\min} (MN)	0,54	0,53	0,53	0,53	0,53
	T_{\max} (MN)	1,47	1,67	1,67	1,67	1,67
Base du fût de pile	M_{\min} (MNm)	-267,1	-321,0	-322,1	-322,2	-322,2
	M_{\max} (MNm)	259,5	265,2	266,0	266,1	266,1

On remarque une belle convergence des calculs entre les deux méthodes.

Calculs temporels calés sur l'analyse spectrale

Dans le but de juger de la valeur des méthodes simplifiées, une série de 100 simulations temporelles a été effectuée, dans des conditions aussi proches que possible de l'analyse spectrale, en ce qui concerne les caractéristiques de vent, l'amortissement structurel et les coefficients aérodynamiques, dans la logique de ce qui avait été fait pour P4 dans le § (analyse temporelle). La structure est supposée avoir un comportement parfaitement linéaire, à l'exception des haubans qui font l'objet d'un calcul en chaîne. En particulier, les effets du second ordre sur le fût de pile sont négligés dans le cadre de ce calcul.

Les résultats, en valeur moyenne sur les 100 simulations, sont les suivants (voir tableau 1).

La dispersion des résultats entre les différentes simulations demeure élevée, avec un écart-type des valeurs comparable relativement à ce qui avait été enregistré sur P4.

Comparaison des résultats et tentative d'interprétation

On constate que la dissymétrie du comportement, pressentie lors de l'application des méthodes simplifiées existe, mais dans des proportions bien plus faibles que ce qui avait été prédit. Finalement, on peut affirmer que l'influence de la détension des haubans sur les efforts extrêmes est négligeable, quel que soit le sens de l'oscillation : les niveaux atteints sont de l'ordre de grandeur de ceux obtenus lors de la première itération des deux méthodes simplifiées, à la précision de l'estimation statistique près.

Ces résultats peuvent surprendre. La modélisation en chaîne des haubans, qui est beaucoup plus réaliste que les simples éléments biarticulés, joue un rôle certain, parce qu'elle interfère directement avec la raideur du système. Ceci rend la comparaison directe des modèles plus contestable.

Un autre argument pour essayer de comprendre la nature des résultats est fourni par l'analyse temporelle elle-même. A examiner de près l'historique de chacune des simulations, on se rend compte qu'il existe une relative décorrélation entre les valeurs minimales et maximales d'un même effet. S'intéressant au moment

de flexion longitudinale à la base de la pile, on observe notamment que :

- au cours d'une même simulation, l'instant où la valeur maximale du moment est enregistrée ne fait pas forcément partie de la même plage temporelle que celui où on observe la valeur minimale ; plusieurs minutes peuvent les séparer ;
- pour chaque période, on note souvent des différences tangibles entre les valeurs absolues des moments maximal et minimal, pour la même simulation. En moyenne, cette différence atteint 30,1 MNm. Certaines simulations affichent même une différence de 115 MNm, ce qui est considérable.

Ceci montre que l'énergie de déformation apportée par le vent à la structure peut varier très rapidement avec le temps. Elle n'est pas, comme c'était supposé dans les méthodes simplifiées, emmagasinée petit à petit au cours de multiples oscillations, au gré d'une séquence de vent défavorable. Elle est plutôt apportée en quelques secondes par une rafale particulièrement agressive. C'est clairement visible sur les historiques d'efforts, où des pics apparaissent au milieu de périodes beaucoup plus calmes.

Le fait que l'énergie de déformation varie aussi rapidement dans le temps explique la faible corrélation entre les oscillations dans un sens et dans l'autre. Lorsque le fléau bascule de manière à tendre les haubans 27T15 S, les résultats du calcul spectral peuvent donc être quasiment appliqués sans prudence particulière. Dans l'autre sens, l'application du calcul spectral de base est certes plus sujette à caution, mais les résultats tendent à prouver qu'il fournit des résultats convenables.

Dans le cas particulier du viaduc de la Colagne, on a donc tendance à conclure que la mise en œuvre des méthodes simplifiées est sécuritaire et qu'il serait presque admissible de négliger tout bonnement les effets de la détension pour le dimensionnement. On prendra garde cependant de ne pas généraliser ce résultat à d'autres exemples, car on se situe ici dans une configuration très particulière : d'une part la détension est très limitée et d'autre part le site produit un vent particulièrement turbulent, qui favorise les fortes variations de l'énergie emmagasinée.

27T15 S		10T15 S		12T15 S		Base du fût de pile	
T_{\min} (MN)	T_{\max} (MN)	T_{\min} (MN)	T_{\max} (MN)	T_{\min} (MN)	T_{\max} (MN)	M_{\min} (MNm)	M_{\max} (MNm)
≈ 0,1	3,45	0,68	0,99	0,58	1,45	- 261,0	255,5

Tableau 1

Calculs temporels fins sur le fléau P2 haubané

Comme pour le fléau P4, les calculs précédents sont approximatifs, sans qu'on puisse cependant prévoir s'ils sont favorables ou défavorables. En effet, si les valeurs retenues pour les coefficients aérodynamiques sont pessimistes, l'amortissement moyen de 0,8 % est certainement surévalué, les haubans, dont l'amortissement structurel est très inférieur à cette valeur, emmagasinant une part importante de l'énergie.

On a donc réalisé une série de calculs tenant compte des variations réelles des coefficients aérodynamiques en fonction de l'angle d'incidence et de la hauteur du caisson, et des amortissements structurels propres à chaque matériau, conformes aux valeurs conseillées par l'Eurocode 1-4. (L'amortissement des piles est légèrement supérieur à celui du tablier précontraint en raison de la fissuration, qui constitue une importante source potentielle de dissipation d'énergie.)

Tablier précontraint	Pile et fondation	Haubans
0,8 %	1,0 %	0,32 %

Tous les calculs ont été réalisés en mode non linéaire. Il est tenu compte ainsi du second ordre géométrique et de la fissuration locale du béton, qui tendent à assouplir la structure.

Ces simulations sont longues. On a donc porté le pas de temps élémentaire à 0,02 s. Malgré cela, chacune nécessite près de 50 heures de calcul. Plusieurs semaines ont été nécessaires à la confection d'un échantillon statistique riche de 100 simulations indépendantes de 10 minutes.

Les résultats, en valeur moyenne, sont particulièrement édifiants. La dispersion restant semblable à ce qui a été observé auparavant, on obtient (voir tableau 2).

On assiste à une diminution des effets de l'ordre de 45 %, ce qui est bien plus important qu'en P4. Corrélativement, la détension des haubans de retenue devient très improbable. Pour tenter de comprendre

ces résultats, il est nécessaire d'isoler l'effet de chacun des paramètres modifiés lors de cette série de calcul.

- L'effet de la non-linéarité peut être évalué en reprenant la campagne de simulations précédente, mais en négligeant les effets du second ordre de même que les non-linéarités des comportements des matériaux. Seul le comportement en chaîne des haubans reste pris en compte. Les résultats sont très proches des précédents, l'écart n'excédant pas les 2 %, ce qui demeure largement dans la marge d'incertitude de la méthode. La prise en compte de la non-linéarité n'a donc pas d'effet significatif, ce qui est conforme à l'intuition. En effet, la pile étant robuste, les effets du second ordre sont faibles et compte-tenu de la réduction importante des sollicitations, la fissuration est quasiment inexistante.

- Le raffinement des hypothèses d'amortissement a par contre une influence clairement défavorable. Elle peut être évaluée à l'aide d'un calcul spectral, dans lequel on affecte à chaque mode propre un coefficient d'amortissement modal spécifique, évalué d'après la relation suivante :

$$\xi = \frac{\sum \xi_{\alpha} E_{\alpha}}{\sum E_{\alpha}}$$

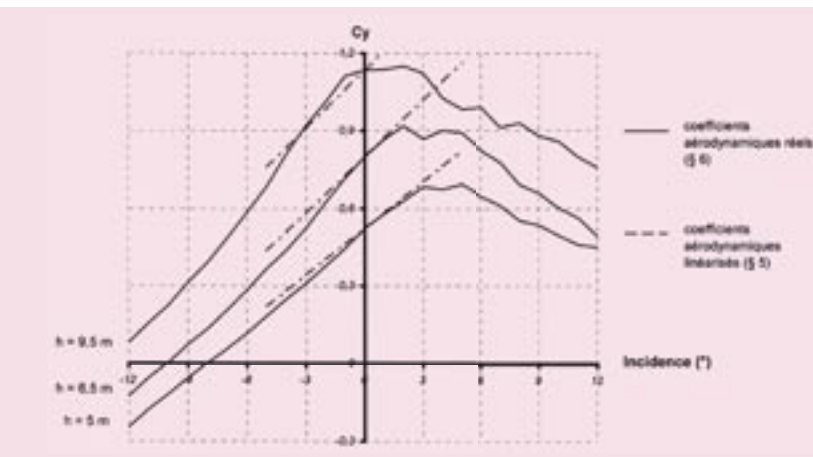
où ξ_{α} représente l'amortissement relatif au matériau α , E_{α} l'énergie de déformation emmagasinée par ce matériau dans le mode propre considéré et où les sommes sont étendues à l'ensemble des matériaux constitutifs de la structure. Dans le cas présent, on montre ainsi que les hypothèses concernant l'amortissement structural dans les simulations fines sont à l'origine d'une amplification de la réponse aérodynamique de l'ordre de 9 % par rapport aux calculs initiaux, exposés précédemment.

- Les coefficients aérodynamiques sont par conséquent la cause principale de la forte diminution des effets. Pour les voussoirs de hauteur constante (P4), on avait déjà mis en évidence la chute brutale de dC_y / di pour les incidences supérieures à 3°, qui provoquait une diminution de 20 % de la réponse. Or ce phénomène s'amplifie au fur et à mesure que la hauteur des voussoirs croît : à 9,5 m, le changement de pente s'effectue à -1° et dC_y / di devient franchement négative pour les incidences positives.

27T15 S		10T15 S		12T15 S		Base du fût de pile	
T _{min} (MN)	T _{max} (MN)	T _{min} (MN)	T _{max} (MN)	T _{min} (MN)	T _{max} (MN)	M _{min} (MNm)	M _{max} (MNm)
0,55	2,51	0,76	0,91	0,79	1,23	- 133,6	129,9

Tableau 2

On a réalisé un calcul spectral en estimant la dérivée du coefficient de portance calculée sur $[-7^\circ ; +7^\circ]$, soit 80 % de l'écart-type angulaire du vent incident. Cette méthode avait fourni des résultats en accord avec les calculs temporels fins sur P4. Dans le cas de P2, elle conduit également à une baisse de 20 % de la réponse, ce qui demeure nettement inférieur à la réalité.



Variabilité de la portance en fonction de l'incidence et de la hauteur du caisson

Conclusion

Les différentes séries de calcul qui ont été réalisées et présentées dans cet article montrent que l'analyse temporelle stochastique est une réelle opportunité pour le dimensionnement des ouvrages au vent. Son emploi permet dans des situations équivalentes de bien recouper l'analyse spectrale, moyennant un échantillonnage suffisant.

Dans les configurations complexes, présentant par exemple des non-linéarités manifestes, elle permet d'appréhender le comportement réel des structures, au prix cependant de calculs excessivement longs. A notre sens, elle ne saurait supplanter l'analyse spectrale en général, en raison des risques statistiques (processus aléatoire à dispersion importante) et de modélisation (plage de fréquence, pas de temps) qu'elle comporte.

Dans le cas particulier du viaduc de la Colagne, l'analyse temporelle a prouvé qu'en phase de construction, le dimensionnement retenu lors des études d'exécution est satisfaisant et comporte une certaine sécurité. Il convient cependant de rester prudent vis-à-vis de ces résultats peut-être trop optimistes, car ils ne reflètent pas l'influence de nombreux phénomènes plus complexes que la simple réponse aérodynamique. Ces phénomènes, contre lesquels il faut se prémunir sont entre autres : le contexte orographique du site et ses conséquences en terme de variabilité de la turbulence et d'inclinaison du vent moyen, la présence des équipages mobiles, l'effet de contournement à l'about du fléau, le sillage de la grue et les détachements tourbillonnaires...■

Référence bibliographique

[1] Bulletin Ouvrages d'Art n° 43 - septembre 2003 : « Viaduc de la Colagne, vent et stabilité de fléau », Daniel le Faucheur, Patrice Schmitt

Mise au point d'une méthode de détection des défauts par ultrasons

dans les tiges d'ancrages en acier alliés ou faiblement alliés

Vincent Barbier, Philippe Goury

Introduction

Les auteurs de la publication qui suit l'avaient a priori destinée au Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Mais elle s'adresse aussi au public plus large des donneurs d'ordre dans le domaine de l'inspection des tiges d'ancrage, auquel l'information sur cette nouvelle méthode d'auscultation peut s'avérer précieuse.

Cet article fait donc suite à celui de Thierry Kretz et moi-même, paru dans le bulletin Ouvrages d'art n° 49 sur la fatigue dans les Portiques Potences et Hauts Mâts : en effet, le retour d'expérience des investigations menées sur le terrain avec la méthode présentée pourrait éventuellement constituer un argument pour abaisser le coefficient de sécurité de 1,35 à 1,15 pour justification en fatigue des tiges d'ancrage de ces structures.

Merci par conséquent aux Laboratoires d'avoir proposé cet article au bulletin Ouvrages d'art.

J. Berthelémy

Les tiges d'ancrages en acier sont utilisées couramment dans le domaine du génie civil et en particulier pour les ouvrages d'art. Elles sont notamment présentes comme éléments vitaux dans les ponts suspendus où leur rôle est d'acheminer les efforts des câbles porteurs vers les massifs de réaction (barres d'ancrage) ou de transmettre les charges du tablier aux câbles porteurs (suspentes). Elles sont également employées pour assurer la liaison avec une semelle de fondation des éléments de signalisation verticale (portiques, potences, hauts-mâts). Avec des diamètres beaucoup plus faible, elles servent aussi pour le scellement des joints de chaussées.

Ces tiges d'ancrages parfois fortement sollicitées en fatigue ne peuvent être auscultées dans les zones noyées

dans le béton que par des sondages destructifs, ce qui induit un coût important et impose un échantillonnage sur les tiges somme toute assez aléatoire.

Dans ces conditions il paraît naturel de développer des techniques non destructives dont l'intérêt majeur serait d'apporter un diagnostic rapide et fiable de façon plus systématique.

La technique non destructive à retenir doit tenir compte de plusieurs critères : possibilités d'ausculter la tige sur toute sa hauteur, mise en œuvre aisée. Parmi le panel de techniques existantes dans le domaine des constructions métalliques, les quatre principales sont la magnétoscopie, le ressuage, la radiographie et les ultrasons. La magnétoscopie et le ressuage sont des techniques permettant de détecter des indications (fissures, soufflures, etc) en surface, tandis que les deux autres techniques permettent un contrôle dans la masse. L'impossibilité de réaliser des radiographies pour les tiges d'ancrages en raison de l'inaccessibilité d'une face induit le choix du contrôle par ultrasons, qui présente tous les atouts recherchés.

La technique étant retenue, il convient de s'assurer de la faisabilité par une série d'essais en laboratoire. Le but est de détecter et de caractériser la taille minimale d'un défaut dans une tige d'ancrage fileté ou non. Dans le cas de tiges filetés, il s'agira de mesurer l'influence du filetage sur la méthode de détection et la possibilité de détecter des défauts en fond de filet. Le but est de pouvoir diagnostiquer d'éventuels défauts de fatigue dans ce type d'éléments, qui se présentent comme des défauts plans généralement perpendiculaires à l'axe de la tige d'ancrage.

Généralités sur les ultrasons

Définition

Les ultrasons sont des ondes élastiques de même nature que le son, mais avec une fréquence supérieure à 16 000 cycles par seconde (16 kHz) (le son audible est compris entre 16 et 16 000 Hertz).

Les ultrasons sont générés par l'oscillation régulière de molécules de part et d'autre de leur position d'équilibre, ce qui se traduit par une alternance de dépression compression, comme représenté dans la figure 1.

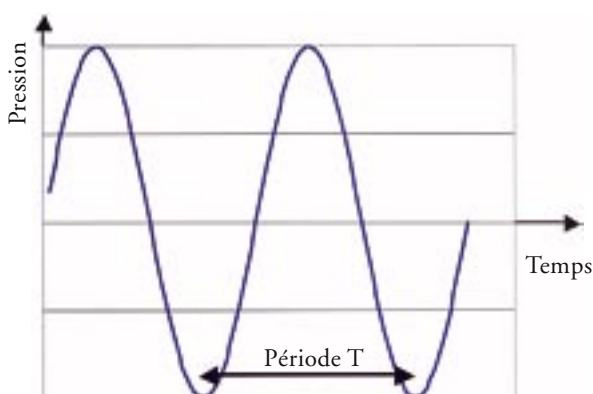


Figure 1: oscillations de la pression de l'air générant des ultrasons

Le nombre de compression ou dépression relevé en un point par seconde est appelé la **fréquence**. Le temps qui sépare deux compressions successives est appelé **période**. La distance qui sépare deux compressions successives est la **longueur d'onde**.

En contrôle non-destructif, deux types d'ondes sont généralement utilisés : les ondes longitudinales ou ondes de compression et les ondes transversales ou ondes de cisaillement.

Dans le cas des ondes longitudinales, l'agitation des particules est dans le même sens que la propagation de l'onde. Dans le cas des ondes transversales, l'agitation est dans un plan perpendiculaire à la propagation.

Vitesse de propagation et détection de défauts

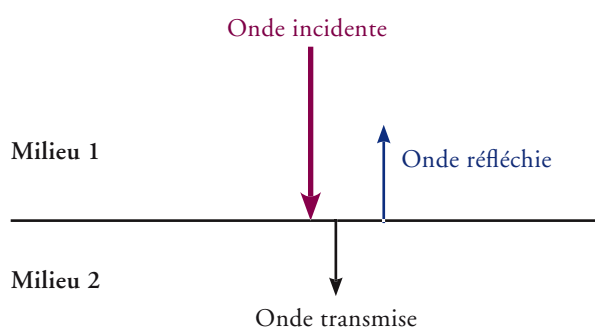
La vitesse de propagation des ultrasons dépend du milieu qu'il traverse. Un ultrason se propagera beaucoup plus rapidement dans un matériau élastique que dans un matériau visqueux.

Dans les métaux et dans l'acier en particulier, la vitesse de propagation des ondes ultrasonores est de l'ordre de 5 920 m/s (ondes longitudinales), alors qu'elle n'est que de 330 m/s dans l'air ou 1 480 m/s dans l'eau.

Lors du passage d'un milieu à un autre, par exemple de l'acier à l'air, une onde ayant une incidence normale sur la surface séparant les deux milieux répartit son énergie dans le nouveau milieu (transmission) et dans l'ancien milieu (réflexion).

La différence importante entre les vitesses de propagation dans l'acier et dans l'air fait que la quasi intégralité de l'onde est renvoyé dans l'acier (99.996 %). La présence d'air constitue une barrière pour l'ultrason.

Le principe est similaire pour les ondes transversales et les ondes longitudinales ayant un angle d'incidence par rapport à la normale de la surface séparant les milieux.



On comprend ainsi qu'avec un système d'émission réception d'ultrason, il est possible de détecter des interfaces air métal, qui se traduisent par un défaut rédhibitoire (par exemple une fissure) en construction soudée.

Précision obtenue en construction métallique

En pratique la détection d'un défaut est possible lorsque la longueur d'onde utilisée est au maximum le double de la taille du défaut recherché. Pour détecter un défaut d'un millimètre, la fréquence utilisée est au moins 3 MHz.

Les fréquences utilisées en contrôle non-destructifs sont comprises entre 0.5 à 15 MHz pour les matériaux métalliques, ce qui permet des détectons de l'ordre du dixième de millimètre dans des conditions favorables.

Un mot sur l'appareillage

Les postes ultrasonores génèrent des ultrasons par piézo-électricité. Dans le traducteur (palpeur), un condensateur se décharge, ce qui engendre une variation brutale de tension aux bornes d'un élément

piézo-électrique, qui se met à vibrer à sa fréquence propre. La gamme de fréquence des appareils courants est 0.5 à 15 MHz.

Lorsque l'onde ultrasonore revient sur le transducteur, l'élément piézo-électrique émet une tension. L'analyse ultrasonore consiste à comparer le signal d'entrée et le signal de sortie. En fonction de la vitesse de propagation, le poste délivre directement la longueur séparant le transducteur du défaut. Le gain doit être réglé de façon à obtenir une lecture la plus nette possible.

Principe de la méthode

Matériels et matériaux utilisés



Photo 1: poste US

Pour la génération et la réception des ondes ultrasonores, un poste KRAUTKRAMER type USM 25DAC a été utilisé en association avec un palpeur d'onde longitudinale (OL) ayant une fréquence de 5 MHz et un couplant, de type gel glycérine produit par la société KRAUTKRAMER, permettant d'assurer la bonne pénétration des ultrasons dans l'acier.

Le choix des ondes longitudinales se justifie par le rapport entre la longueur de la barre et son diamètre.

Les ondes transversales seraient renvoyées de nombreuses fois avant d'atteindre le défaut avec le risque d'atténuation importante du signal.

Le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Nancy dispose de transducteurs focalisés en ondes longitudinales ayant des fréquences de 2 à 5 MHz. Cette gamme de fréquence est bien adaptée à l'acier. La fréquence utilisée quasiment systématiquement en contrôle non destructif des soudures est 4 MHz. Le choix s'est donc naturellement porté sur la fréquence de 5 MHz, qui permettra la détection la plus fine possible (environ $6/10^{\text{ème}}$ mm théoriquement).

La détection est la plus fine lorsque le défaut est relativement proche du transducteur : au-delà de 40 mm environ selon le type de transducteur, la qualité de détection baisse. Ci-contre la figure présente le dard focal d'un transducteur de 4 MHz. Dans la zone en jaune, la détection est optimale, en vert la détection est plus faible.

Trois types de barres ont été testés :

- Tiges lisses de 1m de longueur
- Tiges filetées de 1m de longueur
- Tiges partiellement filetées (20 cm sur 1m de longueur)



Photo 2 : réception des barres



Méthodologie

Chaque barre est testée à sa livraison après aplanissement de leurs extrémités par meulage pour obtenir un état de surface propre et lisse permettant d'assurer un contact optimal entre la barre et le palpeur.

Aucun défaut n'étant présent, l'onde US parcourt l'intégralité de la longueur et revient au palpeur. L'image obtenue sur l'oscilloscope est du type de la figure 2. Cette première opération permet de vérifier la longueur de la barre et la pertinence de l'emploi des ultrasons.

Ensuite, des entailles sont réalisées à la scie en deux endroits de la barre. Il y a donc présence de deux interfaces métal air. L'image obtenue sur l'oscilloscope est du type de la figure 3.

La première entaille se situe à 300 mm (+/- 1mm) de la tête de la barre (hormis pour la barre partiellement filetée, la première entaille se situant à 190 mm de la tête pour être dans la partie filetée) et la deuxième à 900 mm (+/- 1mm) de la tête.

Les entailles ont été réalisées progressivement en profondeur jusqu'à l'apparition nette du signal sur l'oscilloscope (voir figure 4 : description du mode opératoire). Sur les tiges filetées ou partiellement filetées, un bruit de fond dû aux multiples réflexions

sur le filetage nécessite une entaille plus profonde pour que le signal se détache clairement du bruit de fond.

Lorsque le défaut a été détecté, sa profondeur a été évaluée à l'aide d'un mesureur de profil qui assure une précision du dixième de millimètre.

Les différentes phases de l'étude sont des essais sur :

1. Des barres filetées, diamètres 16, 20, 27, 30, 36, 42 et 56 mm (filetage de 4,4 mm de hauteur en moyenne),
2. Des barres lisses, diamètres 16, 20, 30, 42 mm,
3. Des barres partiellement filetées, diamètres 16, 20, 30, 42 mm (filetage de 4,4 mm de hauteur en moyenne),
4. Des barres noyées dans le béton.

Il est à noter que lorsque les barres sont noyées dans le béton, une extrémité n'est pas accessible. Si sa surface est irrégulière, l'onde ultrasonore peut être atténuée voire absorbée, ce qui empêche la mesure de la longueur de la barre. Cependant, les défauts présents sur la tige en amont de cette extrémité pourront être visualisés avec la même précision que celle obtenue avec une surface d'extrémité ad hoc.

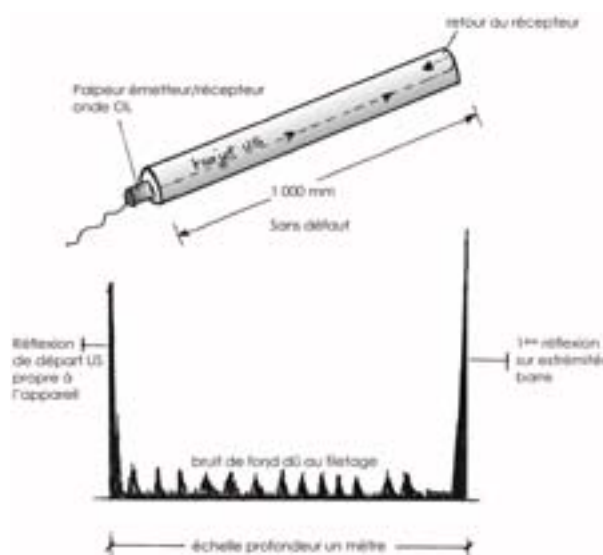


Figure 2 : cas d'une barre sans défaut. L'écho principal est dû à la réflexion des ultrasons à l'extrémité de la barre

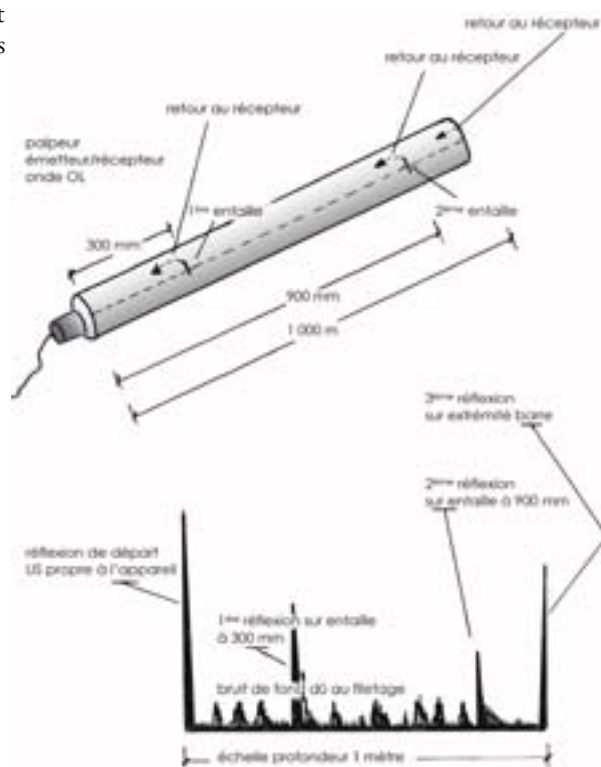


Figure 3 : cas d'une barre avec entailles. Des échos intermédiaires se détachent du bruit de fond et traduisent la présence d'interfaces acier/air

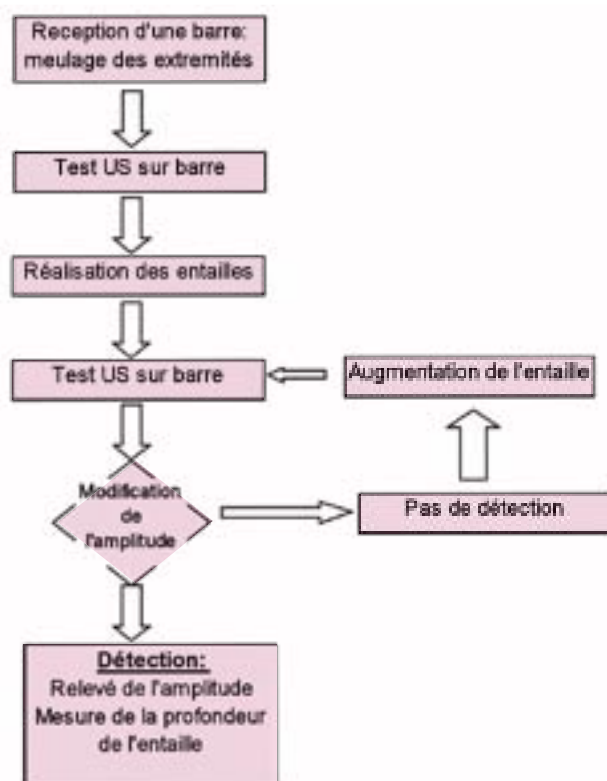


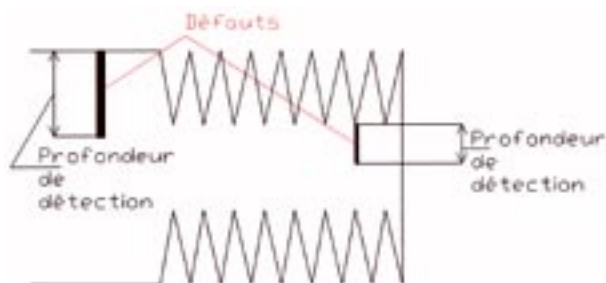
Figure 4 : description du mode opératoire

Résultats

Définition de la profondeur de détection

La profondeur de détection est la taille minimale du défaut pour que l'écho qu'il renvoie se décroche nettement du bruit de fond.

Cette profondeur est mesurée depuis le fond de filet ou depuis la surface selon le type de barre.



Barres filetées

Ci-dessous est présenté un tableau récapitulatif des essais sur les barres filetées. Pour chaque diamètre est reportée la profondeur de détection des entailles ainsi que les amplitudes adaptées. La profondeur minimale de détection est mesurée à partir du fond de filet.

L'amplitude en décibel représente un rapport entre la hauteur d'un écho de référence (H_r) et la hauteur relative entre l'écho du défaut (H_d). En théorie, plus l'amplitude est grande, plus le défaut est minime. L'amplitude notée dans le tableau 1 correspond à l'amplitude minimale qui permet la détection correcte du défaut.

Diamètre	Profondeur 1 ^{ère} entaille (mm)	Amplitude en dB	Profondeur 2 ^{ème} entaille (mm)	Amplitude en dB
16	2,35	60,50	3,00	67,50
20	2,80	59,50	5,60	66,50
27	2,30	54,50	3,15	58,50
30	2,80	60,50	3,65	68,00
36	2,60	60,00	2,60	70,50
42	2,30	60,50	2,70	68,50
56	0,70	58,00	1,85	72,50

Tableau 1 : profondeur de détection sur barres filetées

Barres lisses

Ci-dessous est présenté un tableau récapitulatif des essais sur les barres lisses.

Diamètre	Profondeur 1 ^{ère} entaille (mm)	Amplitude en dB	Profondeur 2 ^{ème} entaille (mm)	Amplitude en dB
16	2,10	60,00	2,60	64,50
20	1,80	63,50	2,75	65,50
30	1,80	61,50	2,95	69,50
42	2,00	65,50	2,50	73,00

Tableau 2 : profondeur de détection sur barres lisses

Barres partiellement filetées

Ci-dessous est présenté un tableau récapitulatif des essais sur les barres partiellement filetées.

Diamètre	Profondeur 1 ^{ère} entaille (mm)	Amplitude en dB	Profondeur 2 ^{ème} entaille (mm)	Amplitude en dB
16	2,75	54,50	3,60	60,50
20	2,25	60,50	3,90	70,50
30	3,10	58,50	4,80	68,50
42	3,00	58,50	4,90	74,50

Tableau 3 : profondeur de détection sur barres partiellement filetées

Barres noyées dans le béton

Nous avons réalisé des massifs de béton autour de certaines barres, en les laissant dépasser de 10 cm. Les deux entailles se trouvent par conséquent à l'intérieur du massif.

Le but de ces essais est de vérifier que les entailles restent détectables dans un cas de figure qui approche plus la réalité.

Les résultats obtenus montrent une détection toujours bien nette pour un œil averti avec les mêmes paramètres mais avec un écho légèrement atténué.

Par exemple pour la barre partiellement filetée de 42 mm de diamètre après bétonnage, la hauteur lue sur l'oscilloscope de l'écho du défaut à 300 mm est diminuée de moitié comparativement au cas avant bétonnage. L'écho se détache toutefois encore nettement du bruit de fond.

Les résultats permettent donc de valider la méthode pour les barres noyées dans le béton, malgré une interprétation nécessitant un peu plus de finesse que dans les cas précédents.

Comparatif

Sur la figure 5 sont représentés les résultats précédents. Les acronymes signifient BF barre filetée, BL barre lisse, BPF barre partiellement filetée, 1 correspond à la première entaille et 2 à la deuxième.

Le tableau 4 donne les moyennes de détection et les écarts types. La dernière ligne correspond aux moyennes réalisées pour des barres filetées sur les mêmes diamètres que pour les autres types de barre. Les constatations sont les suivantes :

- il n'existe pas de relation linéaire entre le diamètre d'une barre et la profondeur de détection.
- le filetage altère la détection.
- la détection sur barre lisse est plus fine et plus homogène.
- les profondeurs de détection assurées sont 3 mm en barre lisse, 5 mm en barre partiellement filetée et 5.6 mm en barre filetée.
- la détection est d'autant plus fine que le défaut est proche du traducteur.

Influence de la fréquence utilisée

Des essais complémentaires ont été menés avec des traducteurs à 1, 3.5 et 4 MHz, mais fournissent des résultats moins exploitables. Un essai a été réalisé avec un traducteur à 6 MHz. La première entaille se détache plus nettement, contrairement à la seconde en raison de la taille plus importante du traducteur (24 mm au lieu de 10 mm).

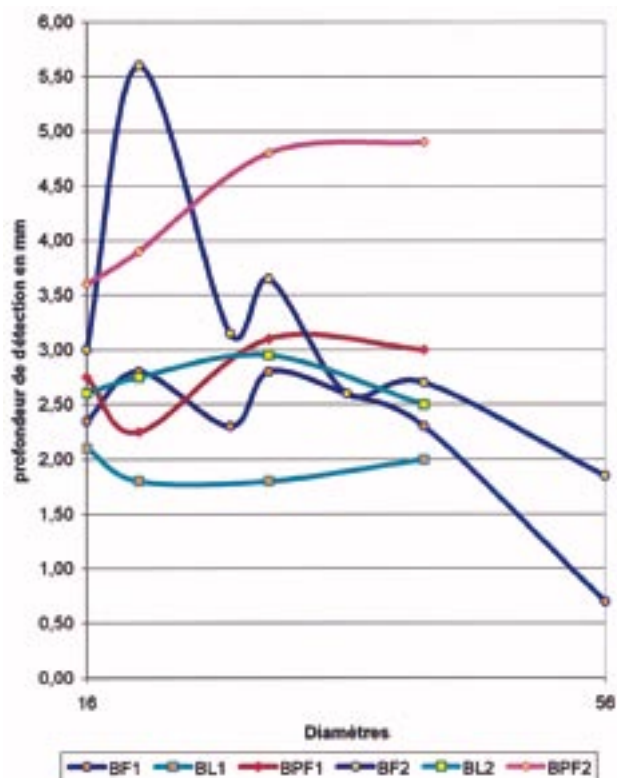


Figure 5 : comparatif des profondeurs de détection

	1 ^{re} entaille (mm)		2 ^{ème} entaille (mm)	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Barre lisse	1,93	0,15	2,7	0,2
Barre partiellement filetée	2,78	0,38	4,3	0,65
Barre filetée	2,26	0,72	3,22	1,18
Barre filetée (4 diamètres)	2,56	0,28	3,74	1,3

Tableau 4 : moyennes et écarts types

Influence de la profondeur de l'entaille sur l'amplitude du signal

Nous avons réalisé également quelques essais dans le but d'appréhender une éventuelle relation entre la profondeur du défaut et l'amplitude du signal lu sur l'écran.

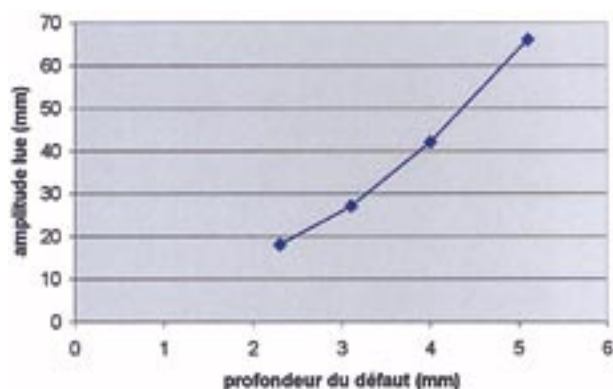
Les tests montrent que plus l'entaille est profonde, plus le signal se détache nettement. Selon les résultats ci-dessous, la croissance de l'amplitude est liée à la profondeur du défaut.

Cependant, il est périlleux d'établir des relations générales, puisque l'amplitude du signal est fortement liée à la position du traducteur (l'amplitude lue décroît fortement lors d'un déplacement du traducteur).

En outre, il semble relativement improbable d'arriver à extraire des tables d'étalonnage, qui permettrait d'évaluer la taille d'un défaut d'après l'amplitude lue. En effet de nombreux paramètres interfèrent sur les mesures, notamment :

- le gain : l'amplitude sera différente pour un même défaut en fonction du gain affiché.
- la dextérité du contrôleur (zones palpées, pression appliquée au traducteur).

Entaille 90°	Profondeur (mm)	2,3	3,1	4	5,1
Tige 36 mm	Amplitude (mm)	18	27	42	66



Influence de l'obliquité d'un défaut

Nous avons réalisé enfin quelques entailles obliques (45° par rapport à l'axe de la barre). Il ressort de ces essais que la détection est fortement atténuée comme on pouvait s'y attendre. En fait, il faut une profondeur de défaut d'au moins 13 mm sur une barre de diamètre 36 mm pour détecter le signal.

Quoi qu'il en soit, ce type de défaut doit être assez rare, vu que les barres travaillent en traction et que les défauts principaux se développent en général à partir du fond de filet dans un plan perpendiculaire à l'axe de la barre.

Essais in situ : des applications variées

Le LRPC de Nancy a mis en œuvre la méthode de détection, à savoir la recherche de défauts par un contrôle ultrasons en balayant différentes gammes de gains et en utilisant des différentes fréquences de traducteurs. Le but de ces applications sur le terrain est de pouvoir sélectionner les tiges suspectes pour les dégager ensuite, afin d'augmenter l'efficacité du contrôle.

Les trois exemples ci-dessous témoignent de la large palette d'applications pour cette méthode non destructive.

Tiges d'ancrages de dalles de trottoir

Des essais in situ ont été réalisés sur les tiges d'ancrages des dalles de trottoir de certains ouvrages sur les autoroutes A 10 et A 11, sans mettre en évidence d'indications particulières, hormis une perte complète de signal pour certaines tiges, due à la corrosion de l'acier. Ces tiges suspectes ont été exhumées et la corrosion a bien été vérifiée.

Au total 192 tiges d'ancrage de dalles de trottoir sur 12 ouvrages d'art ont été auscultées par cette méthode ultrasonore.

Tiges d'ancrages de portiques

48 tiges d'ancrages ont été également auscultées sur 5 portiques situés sur l'autoroute A 330. Là encore, aucune indications particulières n'a été détectée.

Suspentes de pont suspendu

Les 58 suspentes métalliques ont été auscultées sur le pont suspendu de Poujol sur Orb (Hérault) sans mettre en évidence d'indications particulières.

Conclusion

Ces essais ont permis de montrer qu'il était possible de détecter des défauts dans les tiges d'ancrages, à partir du moment où la taille du défaut (profondeur) est suffisante pour renvoyer un écho détectable sur l'écran du poste à ultrasons. Cette étude particulière a donc permis de s'assurer de la pertinence d'un contrôle par ultrasons sur site de ce type d'éléments métallique.

Les résultats très encourageants ont permis de mettre en évidence une profondeur de détection raisonnable (2 à 3 mm), ainsi que l'influence perturbatrice, et un comportement similaire pour des barres noyées dans le béton.

Cette étude a également permis d'identifier certaines améliorations à apporter. En particulier, la profondeur de détection pourrait être affinée à l'aide de traducteurs spécialement conçus, en ayant une fréquence élevée tout en conservant un dard focal permettant l'auscultation sur des grandes dimensions.

Enfin, la création des tables d'étalonnage pour calibrer la taille d'un défaut n'est pas envisageable en fonction de la grande sensibilité des capteurs et de l'importance de la dextérité de l'opérateur, qui doit être qualifié pour la technique ultrasonore.

En conclusion, la détection d'un défaut est possible à partir de 2-3 mm de profondeur. Cela permet déjà de trier in situ les tiges d'ancrages saines ou quasiment saines (c'est-à-dire sur lesquelles aucune indication particulière n'a été détectée) des tiges défectueuses. Dès qu'un doute apparaîtra, il conviendra de le confirmer en dégageant la tige.

Le contrôle par ultrasons des tiges d'ancrage se confirme être une technique de détection de barres défectueuses. Elle peut à ce titre être utilisée dans le cadre d'un suivi régulier d'un ouvrage ■



Photo 3 : pont de Poujol sur Orb

Références bibliographiques

AFNOR, norme NF EN 10308, Mars 2002 - Essais non destructifs - Contrôle par ultrasons des barres en acier.

AFNOR, norme NF EN 583-5, janvier 2001, Essais non destructifs. Contrôle ultrasonore. Partie 5 : caractérisation et dimensionnement des discontinuités.

Sétra / LCPC - Les ponts suspendus en France, 112 p, 1989.

Lambert A., Rivenez J., Waché G., Cherfaoui M., - Les contrôles non destructifs. 3^e éd., Centre technique des industries mécaniques (CETIM, France), 1994, 116 p.

Garnier V., Chaix J-F., Corneloup G. - Caractérisation non destructive du béton par analyses d'ondes ultrasonores, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées n° 239, juillet août 2002, pp 105-118.

Institut de soudure, Evaluation des défauts et de leur nocivité dans les constructions soudées, vol 1, étude générale, 1984.

Rhazi J., Ballivy G. - Le contrôle non destructif des ouvrages de génie civil, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées n° 239, juillet août 2002, pp 121-135.

Credit photos : P. Goury (LRPC Nancy), photos 3 et 4.



Photo 4 : contrôle par ultrasons de la suspente

Un système d'assainissement durable pour les deux nouveaux ponts sur le Scorff

Yacine Ben Milad, Jacques Berthelémy

La durabilité d'une corniche-caniveau

Les corniches-caniveaux en acier galvanisé

Les abords de la route constituent souvent un milieu chimiquement très agressif, notamment à cause de l'utilisation de sels de déverglaçage, comme l'ont établi par exemple les mesures rapportées dans un précédent article du bulletin Ouvrages d'art [1] : une expérimentation grandeur nature dans un terre plein central de l'autoroute A 1 a mis en évidence une vitesse de consommation du zinc sacrificiel de 2,5 $\mu\text{m}/\text{an}$ à 4,4 $\mu\text{m}/\text{an}$. Pour une épaisseur de zinc déposée par galvanisation de 80 μm , il en résulte une durée de vie de l'ordre de 15 ans sur autoroute fortement salée, alors que l'on peut espérer 50 ans pour une exposition plus favorable.

Le pont sur le Scorff franchit ce fleuve côtier au Nord de Lorient à proximité de l'embouchure.

Il sera fréquemment exposé aux embruns et donc situé dans un milieu chimique particulièrement agressif.

La photo ci-contre montre l'état d'une corniche-caniveau en acier galvanisé pourtant située dans un milieu naturel moins agressif que celui des ponts sur le Scorff. La photo a été prise quinze ans environ après la mise en service.

Les corniches-caniveaux en aluminium

L'utilisation de corniches-caniveaux en aluminium présente quant à elle deux inconvénients :

- le risque de vol d'éléments pour la revente de l'aluminium,

- la difficulté de trouver une visserie compatible avec l'alliage d'aluminium utilisé; ce qui nécessite la mise en œuvre de rondelles isolantes. Il suffit alors que certains éléments de corniches soient mal isolés pour que des dégradations surviennent en raison du couple galvanique.



Photo 1 : corniche-caniveau dégradée

La construction de deux nouveaux ponts sur le scorff

Le doublement de la RN 165 entre Lorient et Hennebont dans le département du Morbihan a nécessité la construction de deux nouveaux ouvrages de part et d'autre des ouvrages existants, afin de franchir le Scorff, fleuve côtier breton.

Les deux nouveaux ouvrages sont des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ils supportent chacun deux voies de circulation.

La chaussée de chaque tablier est à dévers unique à 2,5 % et le profil en long comporte une pente constante à 2,8 %.

Ces ouvrages sont exposés à un environnement agressif, dû aux embruns salés soulevés principalement à marée haute.

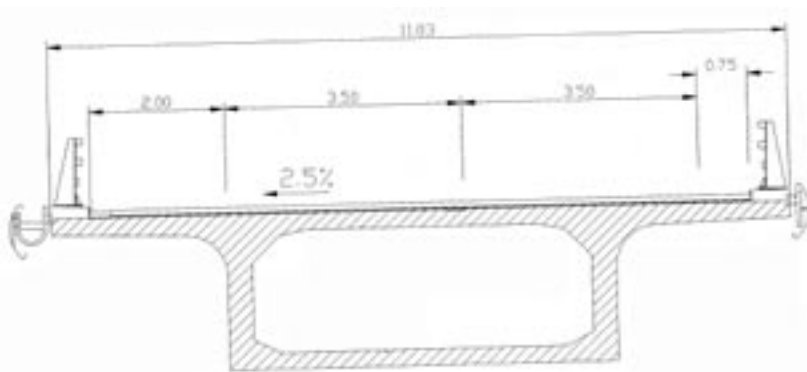
Selon la classification de l'EN 206, nouvelle norme européenne sur les bétons, les parements extérieurs peuvent être considérés :

- en classe d'exposition XC4 vis-à-vis du risque de carbonatation compte tenu de l'alternance rapide entre humidité et séchage du béton,
- en classe d'exposition XS3 vis-à-vis du risque de corrosion par les chlorures présents dans l'eau de mer.

Dans ces conditions la question s'est posée d'assurer une durabilité satisfaisante aux corniches-caniveaux métalliques prévues sur les nouveaux ouvrages.

La solution retenue pour les nouveaux ponts sur le Scorff

Pour résister à l'atmosphère corrosive de l'environnement naturel et à l'emploi occasionnel de sels de déverglaçage, les corniches-caniveaux des deux nouveaux ponts sur le Scorff ont été entièrement conçues en acier inoxydable.



Situation du franchissement



Photo 2 : ouvrage nord en cours de construction

L'acier choisi est un acier inoxydable à faible teneur en carbone, mais allié au chrome, au nickel et au molybdène. L'acier idéal aurait été le X2CrNiMo 18-14-3 mais on lui a préféré le X2CrNiMo 17-12-2, plus facilement disponible et presque équivalent. Ces désignations sont celles de la norme européenne NF EN 10088-1. Elles signifient par exemple que l'acier retenu contient 0,02 % de carbone (chiffre 2 après le X) ; 17 % de chrome ; 12 % de nickel et 2 % de molybdène.

Les supports en profilés métalliques et les raidisseurs de corniche ont été conçus dans le même acier inoxydable pour éviter la corrosion galvanique par formation de couples électrochimiques entre métaux de compositions différentes.

De même, les vis, les rondelles, les écrous et les rails scellés dans le béton de structure sont en acier inoxydable de type A4-70. Cette désignation correspond à un acier austénitique écroui (avec une résistance minimale à la traction de 700 MPa) dont la composition chimique est très proche de celle des autres pièces en inox de la corniche.

Le capot sur le montant du support et la cornière à l'extrémité de l'encorbellement ont été prévus pour éviter les ruissellements sur le parement où sont ancrés les rails de fixation de la corniche-caniveau.

Pour satisfaire aux exigences architecturales, les corniches sont peintes par un thermo-laquage, après traitement mécanique de surface destiné à en favoriser l'adhérence.

Des pièces écrites types, CCTP et BPU, relatives aux corniches en acier inoxydable sont disponibles auprès des auteurs de l'article.

Coût de l'acier inoxydable

L'analyse des prix remis lors d'appels d'offres en 2002 fait apparaître un prix moyen d'environ 500 €/ml hors taxes pour la fourniture, la pose et le réglage de la corniche-caniveau en acier inoxydable, ce qui est comparable aux prix des corniches-caniveaux en aluminium observés en 2002. Avec des aciers ordinaires galvanisés le prix des corniches caniveaux reste de l'ordre de 350 €/ml.

Ce prix initial d'investissement plus élevé devrait permettre en revanche de réduire le coût global intégré sur la vie de l'ouvrage, et de limiter la gêne de la circulation que risquerait d'occasionner un chantier de réfection de corniches-caniveaux ■

[1] Piessen, Ph. (Association Galvazinc) et Fragnet, M. (Sétra) : l'environnement routier et autoroutier et son effet sur la durée de vie d'une galvanisation - Bulletin Ouvrages d'Art n° 10 juillet 1991.

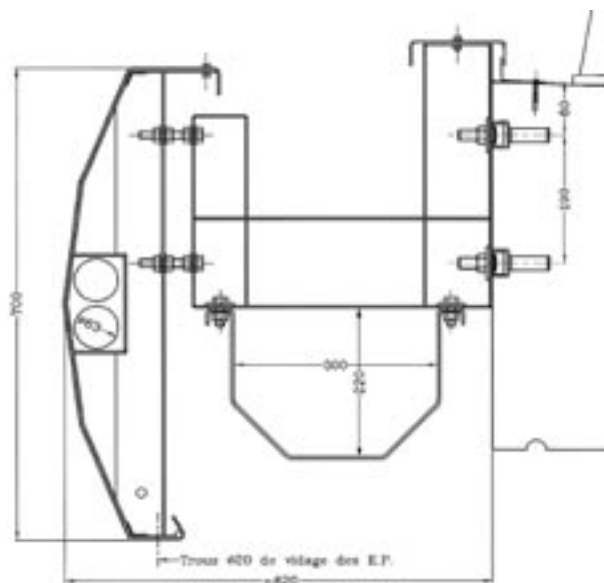


Photo 3 : coupe de la corniche-caniveau

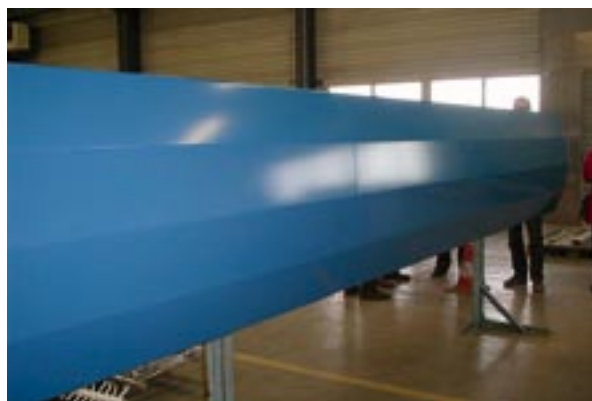


Photo 4 : corniche

Crédit photos : Sétra CTOA, photo 1 - J. Berthelley (Sétra CTOA), photo 2 - C. Lavigne (architecte), photo 3 et 4.

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Cycle « Bétons et nouvelles performances » : le BFUP : Bétons Fibrés à Ultra Performances	15 novembre 2005
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 4 : Ouvrages métalliques et ponts à câbles	15 novembre 2005
Principes et pratique du calcul par éléments finis en génie civil	22 au 24 novembre 2005
Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion - le nouveau fascicule n° 56 : évolutions majeures et conséquences pratiques	30 novembre 2005
Exigences techniques pour l'exécution des structures en acier : la nouvelle norme européenne EN 1090 - Domaines : bâtiment et ouvrages d'art	6 et 7 décembre 2005
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 6 : Chargés d'études	13 au 15 décembre 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.

• 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 Sétra, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

Le secrétariat et la présidence de cette commission sont respectivement assurés par le Sétra 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 - Joints de chaussée de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
RAN P 300 à 800	PCB	04-2005	04-2010	FATJO 05-01

Avis techniques - Étanchéité de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Asparène pont SO	Asten	05-2005	05-2010	FATET05-01
Sinotane 2	Résipoly Chrysor	05-2005	05-2010	FATET05-02
Orthoplast	Eurovia	05-2005	05-2010	FATET05-03

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

Publications

Les trottoirs sur les ponts et aux abords immédiats Synthèse des aménagements

Guide technique

Réf. 0520 – août 2005 – Prix de vente : 14 euros

Ce guide consiste à rassembler en un seul document tout ce qui concerne la zone du trottoir sur un pont. On y retrouvera les éléments portant sur la conception du trottoir, sa composition, les avantages et les inconvénients de chacune des dispositions proposées, les techniques pour assurer une bonne étanchéité de cette zone, le traitement de la couche de circulation, les joints de dilatation, l'entretien, etc.

Il reprend largement les éléments ou les informations provenant de normes, textes réglementaires ou de guides afin d'éviter une fastidieuse recherche bibliographique. Dans ce cas, une signalétique permet de savoir si c'est un texte nouveau ou une copie (avec indication de la source).

Dans certains cas, il propose quelques dessins types, notamment pour tout ce qui concerne le traitement des joints de dilatation en about d'ouvrage.

Enfin, pour aider à la mise au point du DCE, des dessins d'exécution et du marché, on donne, en annexe, une liste des points essentiels qu'il importe de prendre en considération pour essayer de traiter, au mieux cette zone.

• Logiciel

PETRA : Élaboration des pièces écrites techniques des DCE pour la construction d'ouvrages d'art neufs

Version V1.0

Réf. L56-05100 – novembre 2005 – Prix de vente : 1 500 euros

Le logiciel PETRA est destiné à faciliter l'élaboration des pièces écrites techniques (CCTP, Bordereau des prix, Détail estimatif) des DCE d'ouvrages d'art neufs.

Il peut traiter la très grande majorité des types de ponts construits en France (seuls les ponts à câbles et les ponts à platelage orthotrope nécessitent des modifications importantes des pièces écrites produites).

Il est commercialisé avec la bible OA5.01 qui tient compte du corpus réglementaire applicable à la construction des ouvrages d'art à la date du 1er juillet 2005. Les CCTP produits tiennent donc compte notamment de la récente norme NF EN 206 relative aux bétons de structure.



La version V1.0 de PETRA fonctionne sous les environnements Windows® 98, XP et édite ses documents sous Word et Excel 2000®.

Coordonnées des rédacteurs

Vincent Barbier
CETE de l'Est/D6/D67/LRN/
Ouvrages d'art
Tél : 03 83 18 41 30

Yacine Ben Milad
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 75

Jacques Berthelley
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 69

Denis Davi
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 52

Philippe Goury
CETE de l'Est/D6/D67/LRN/
Ouvrages d'art
Tél : 03 83 18 41 41

Patrice Schmitt
SNCF
Tél : 01 41 62 03 57

Philippe Vion
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 68

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 :

Date :

Signature

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 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 : **0552** - 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

