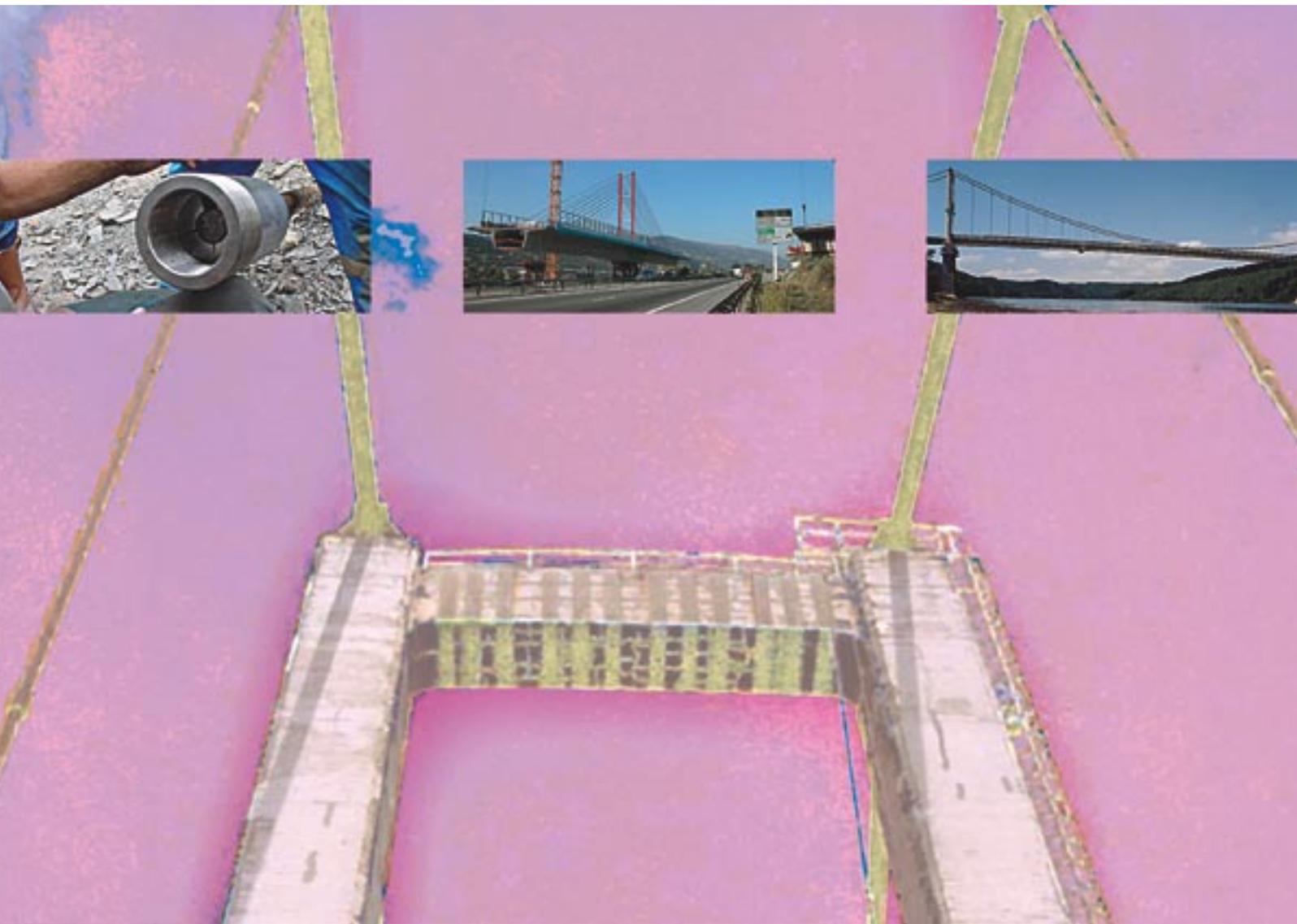


Ouvrages d'art



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Le projet du nouveau pont de Térénez

Florent Imberty

☛ P. 2

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Réparation des tirants de la trémie de la Haute-Chaine à Angers

François Baudot, Daniel Chaput,
Jean-Claude Hippolyte, Cécile Maurel

☛ P. 11

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Pont sur le Var à Saint-Isidore

Denis Davi

☛ P. 18

INFORMATIONS BRÈVES

Effet canicule sur les ponts Résultats de l'enquête

Gilles Lacoste, Michel Fragnet,
Yvon Meuric

☛ P. 28

Une nouvelle version de ST1

Jacques Hervé, Alain Le Gall

☛ P. 29

Stages

☛ P. 29

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P. 30

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 (MISOA). Rédacteur en chef : Jocelyne Jacob (Sétra). Tél : 01 46 11 32 79. 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 - 2004

Le projet du nouveau pont de Térénez

Florent Imberty

L'ouvrage existant

L'actuel Pont de Térénez est situé dans un étranglement de la vallée de l'Aulne, à proximité de l'embouchure, sur le territoire d'Argol et de Rosnoën. Il relie, par la RD791, la presqu'île de Crozon à la moitié Nord du Finistère (figure 1).

L'ouvrage actuel est un pont suspendu de 272 mètres de portée principale, mis en service en 1951, et qui réutilise les appuis et fondations en maçonnerie d'un ouvrage plus ancien détruit en 1944 par les armées allemandes (figure 2).

Les pylônes en béton armé sont très fortement atteints par l'alcali-réaction : le gel créé par la réaction ciment - granulats provoque une fissuration importante et inéluctable des pylônes (figure 3). Par ailleurs, l'état des parties en maçonnerie et de la structure métallique suscite quelques inquiétudes (figure 4).

Après une première campagne d'injection des pylônes en 1992, le Conseil Général du Finistère a pris en 1995 la **décision de réaliser un nouvel ouvrage** de caractéristiques identiques.

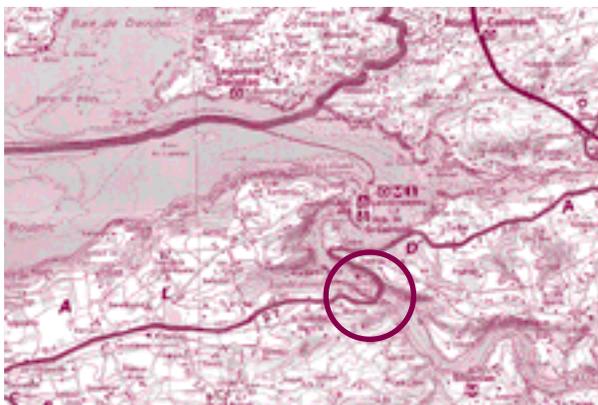


Figure 1 : plan de situation

En parallèle, de nouveaux travaux de confortement ont été menés sur l'ouvrage existant afin d'assurer sa pérennité jusqu'à la mise en service du nouvel ouvrage : mise sous surveillance accrue, renforcement des entretoises de pylônes par application de TFC (figure 5), confortement des maçonneries, réalisation d'un corset autour du sommier du pylône rive gauche. Une fois le nouvel ouvrage réalisé, le pont suspendu existant sera démoli.



Figure 3 : fissuration de 4 à 5 mm sur le sommier du pylône rive gauche, avant renforcement



Figure 2 : vue de l'ouvrage existant

Les premières études de tracé (1997-1998)

Exigences fonctionnelles

Le trafic moyen sur l'ouvrage est de 5 000 véhicules/jour dont 8 % de poids lourds. En période estivale, le trafic est nettement plus fort avec des pointes de 8 000 véhicules/jour. Le tracé actuel en fer à cheval est relativement accidentogène, avec deux épingles à 90° en extrémité du pont ; un des objectifs du nouveau tracé est donc l'amélioration du tracé routier et notamment des accès à l'ouvrage.

L'ouvrage est également utilisé par les randonneurs, cyclistes et cavaliers. De nombreux sentiers sont balisés aux abords de l'ouvrage, et deux chemins de grande randonnée empruntent le pont de Térénez.

Exigences environnementales

L'ouvrage est situé au cœur d'un site naturel remarquable, et est protégé par de nombreuses réglementations nationales et européennes : espace remarquable au titre de la loi littorale, espace boisé classé (forêt domaniale), inventaire Natura 2000, ZNIEFF, zone d'intérêt communautaire pour les oiseaux... le tout au cœur du Parc naturel régional d'Armorique.



Figure 4 : état des poutres métalliques sur l'appareil d'appui RD amont



Figure 5 : entretoises des pylônes renforcées par TFC

Les critères environnementaux et paysagers ont donc eu une part essentielle dans les études de tracés (figure 6).

Différentes options pour le nouveau franchissement avaient été retenues pour les études relatives au choix du tracé qui se sont déroulées de janvier 1997 à octobre 1998. A été étudiée en particulier la possibilité d'un tracé «direct», évitant le coude important que subit la route au niveau du franchissement de l'Aulne (figure 7). Ce tracé a toutefois été écarté en raison de servitudes militaires qui engendraient des surcoûts importants par rapport aux estimations d'origine.

Une seconde famille de tracés avec des franchissements plus proches de l'ouvrage actuel a été étudiée en 1998 (figure 8). Ces tracés ont également dû être abandonnés : ils conduisaient soit à un ouvrage de franchissement de 700 m de portée, à 72 m au-dessus de l'Aulne, dont l'impact paysager aurait été inacceptable, soit à des déblais très importants avec de forts impacts environnementaux et agricoles.

Le choix s'est donc finalement porté sur la réutilisation de la RD791 existante, avec un ouvrage de franchissement situé légèrement en aval de l'ouvrage actuel (figure 9). L'opération globale prévoit en outre des aménagements du tracé de la route départementale de part et d'autre de l'ouvrage, afin d'améliorer le service à l'utilisateur : rectifications de virages, mise en place de créneaux de dépassement, création d'aires d'arrêt.

Deux tracés ont finalement été retenus pour l'étude préliminaire d'ouvrage d'art :

- tracé 3 : un franchissement sensiblement parallèle à l'ouvrage existant, avec un alignement droit au-dessus de l'Aulne de 285 m de long, des rayons d'accès de 120 m et des clothoïdes assurant la transition. Ce tracé déroge à l'ARP et n'améliore que partiellement la sécurité par rapport à la situation actuelle.
- tracé 3bis : un rayon en plan unique de 345 m, avec un profil en travers à pente unique de 3,6 %. Ce tracé améliore sensiblement les caractéristiques routières, au prix d'un ouvrage plus long.

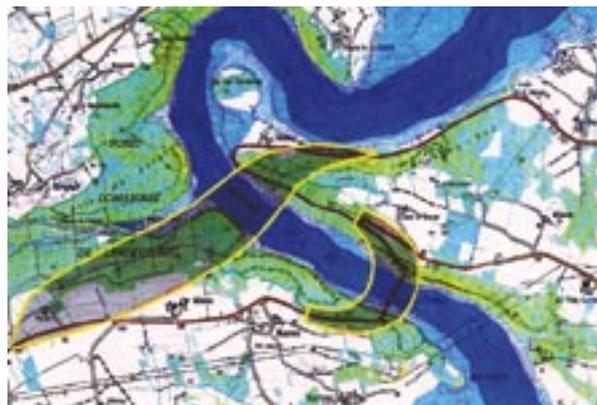


Figure 7 : fuseaux d'étude 1997



Figure 8 : fuseaux d'étude 1998

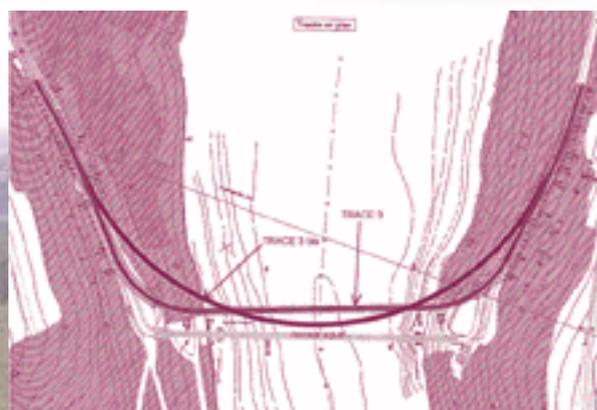


Figure 9 : tracés retenus pour la première étude préliminaire

Figure 6 : le site remarquable de Térénez

Les études préliminaires (1998-2000)

La maîtrise d'œuvre du projet a été confiée à la Direction des Déplacements, des Routes et des Bâtiments du Conseil Général du Finistère, qui s'est entourée d'une équipe projet constituée de :

- Le Bihan Ingénierie, pour le volet environnement
- Vu d'Ici, pour les études paysagères
- Sétra, pour la conception et les études de l'ouvrage
- Cabinet Architecture et Ouvrages d'Art (architecte Charles Lavigne)
- Michel Virlogeux, ingénieur consultant, conseiller auprès de la maîtrise d'ouvrage (à partir de 2000)

La première étude préliminaire réalisée en 1998-1999 sur la base des tracés 3 et 3bis a permis de dégager 6 solutions (3 par tracé), classiques ou exceptionnelles.

Tracé 3

- solution en béton précontraint 5 travées (60-90-120-90-50)
- solution à haubans à pylônes inclinés avec haubans de retenue (portée principale 334 m) (figure 10)
- solution suspendue (portée principale 300 m)

Tracé 3 bis

- solution en béton précontraint 6 travées (60-100-125-75-45)
- solution mixte à 6 travées (70-100-110-100-70-55), voir figure 11
- solution à précontrainte extradossée (65-130-145-130-65)

Afin de préciser la faisabilité des différentes solutions, une campagne de sondages géotechniques a été effectuée sur les rives de l'Aulne, ainsi qu'une reconnaissance par sismique réfraction dans le lit mineur de l'Aulne. Ces campagnes ont démontré la faisabilité des appuis sur les rives de l'Aulne, mais ont mis en évidence une discontinuité du substratum rocheux dans le lit de la rivière, située approximativement au droit des piles en rivière des solutions classiques côté rive droite.

Les solutions avec piles en rivière ont donc été abandonnées : elles auraient nécessité des investigations complémentaires lourdes en milieu de l'Aulne, ce qui aurait allongé d'environ un an le délai de l'opération, sans garantie de résultat. Les études géotechniques réalisées lors du POA ont d'ailleurs confirmé la discontinuité forte existant entre les deux rives de l'Aulne. Le choix d'une portée unique franchissant la rivière s'avérerait donc nécessaire.

Le choix du Comité de pilotage s'est finalement porté en novembre 1999 sur une solution de pont haubané à pylônes droits sur le tracé 3.

Une **étude préliminaire complémentaire** a été alors réalisée par le Sétra en 2000, précisant la solution de pont à haubans à travée centrale rectiligne. Lors de cette étude ont été fixées un certain nombre de caractéristiques de l'ouvrage, qu'il est intéressant de passer en revue afin de mieux comprendre l'évolution ultérieure du projet.



Figure 10 : solution haubanée, tracé 3



Figure 11 : solution mixte, tracé 3bis

Section transversale

La section transversale choisie s'inspire de celle du pont à haubans de Chalon-sur-Saône : de type « assiette renversée », elle comprend deux trottoirs et pistes cyclables situés en contrebas de la chaussée (figure 12). Par rapport à une section avec les trottoirs en encorbellement au niveau de la chaussée, elle présente l'avantage d'augmenter l'inertie du tablier, et de présenter une meilleure stabilité au vent.

La section comporte deux nervures longitudinales en béton, dans lesquelles sont ancrés les haubans ; les nervures accueillent également la précontrainte longitudinale. La chaussée est portée par une dalle en béton de 0,22 m d'épaisseur, raidie par des entretoises distantes de 3,95 m (3,75 m dans le projet final). Initialement prévues en béton, les entretoises seront finalement métalliques, ce qui permet à la fois un gain de poids et une connexion plus aisée avec les nervures longitudinales.

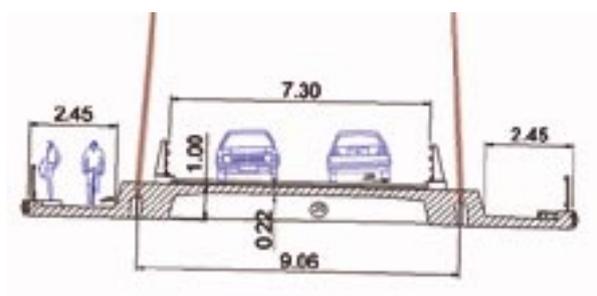


Figure 12 : section transversale, étude préliminaire de 1998-2000

Pylônes

Les pylônes ont été implantés de façon à encadrer exactement la partie en alignement droit du tracé en plan, ce qui conduit à une travée centrale de 285 m, proche de celle du pont suspendu actuel. Cette portée a été conservée lors de l'établissement du projet définitif.

Deux projets de pylônes ont été proposés :

- l'un en forme de lyre, à l'instar des pylônes du Pont de Beaucaire-Tarascon (figure 13) ; dans ce schéma, le tablier passe à l'intérieur du pylône, avec un appui simple sur l'entretoise du pylône ;
- l'autre en forme de A (figure 14) ; afin de limiter l'inclinaison des deux branches, seule la chaussée passe à l'intérieur du pylône, les trottoirs passent eux à l'extérieur ; le tablier est encastré dans les pylônes.

C'est ce second projet qui servira de base à l'évolution ultérieure de la forme des pylônes.

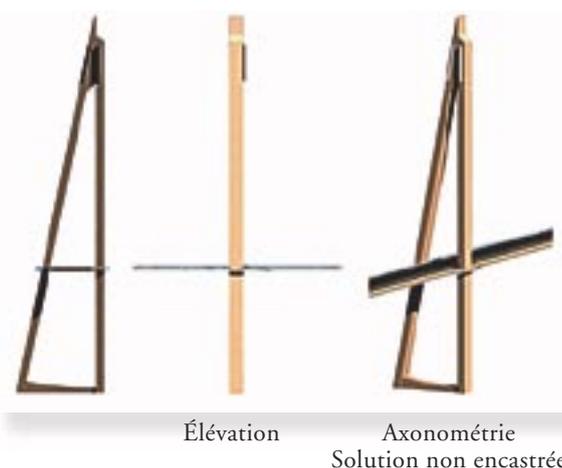


Figure 14 : pylône en forme de A



Figure 13 : pylône en forme de lyre

Solution non encastrée

Haubanage

Une disposition en semi-éventail à deux nappes latérales a été retenue dès ce stade des études.

En travée de rive, un contrepoids de 2400 t permet de compenser le déficit de poids par rapport à la travée centrale (figure 16). Deux configurations de haubanage ont été envisagées :

- une solution non haubanée, avec des haubans de retenue concentrés sur la culée et des piles intermédiaires dont les fondations étaient délicates à réaliser (problèmes de portance et de stabilité externe du terrain) ;
- une solution haubanée, avec une disposition particulière des haubans pour respecter le gabarit (figure 15) :
 - tracé rectiligne pour la nappe de haubans côté extérieur de la courbure, dans le prolongement de la nappe de la travée centrale,
 - tracé courbe pour la nappe intérieure de haubans.

Cette dernière disposition introduisant des efforts transversaux dans le pylône, un pylône dissymétrique a été envisagé (voir figure 14). Cette idée sera reprise par la suite.

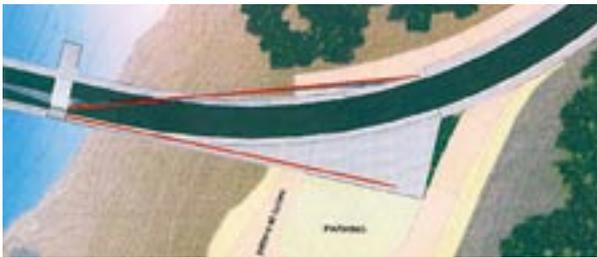


Figure 15 : solution avec travée de rive haubanée

Le tracé définitif et la dernière étude préliminaire (2001-2002)

Courant juillet 2000, le Conseil Général a intégré Michel Virlogeux à l'équipe de conception comme conseiller auprès de la maîtrise d'ouvrage. Reprenant l'ensemble des études effectuées jusqu'alors, il a proposé d'adopter un nouveau tracé entièrement courbe, tout en conservant la solution de pont à haubans. Par rapport au tracé 3bis qui comprenait un unique rayon en plan de 345 m, le nouveau tracé choisi comporte un rayon de 800 m pour la travée centrale, et des rayons de 200 m en travée de rive. La travure du nouveau pont est alors 115 m – 285 m – 115 m, avec des pilettes intermédiaires en travée de rive.

Cette solution présente plusieurs avantages :

- amélioration du tracé routier (rayon de 200 m au lieu de 120 m en travée de rive) ;
- meilleure insertion dans le site ;
- allongement des travées de rive, ce qui permet de réduire le contrepoids nécessaire sur culée.

La solution obtenue est bien sûr plus complexe, et les années 2001 et 2002 ont été consacrées à la validation finale de cette solution. Les appuis étant décalés vers l'aval de l'Aulne, une nouvelle reconnaissance géotechnique a également été entreprise afin de dimensionner les fondations des pylônes.

L'évolution du projet s'est faite en plusieurs étapes. Nous présentons ci-dessous les principales réflexions qui ont conduit au projet définitif.

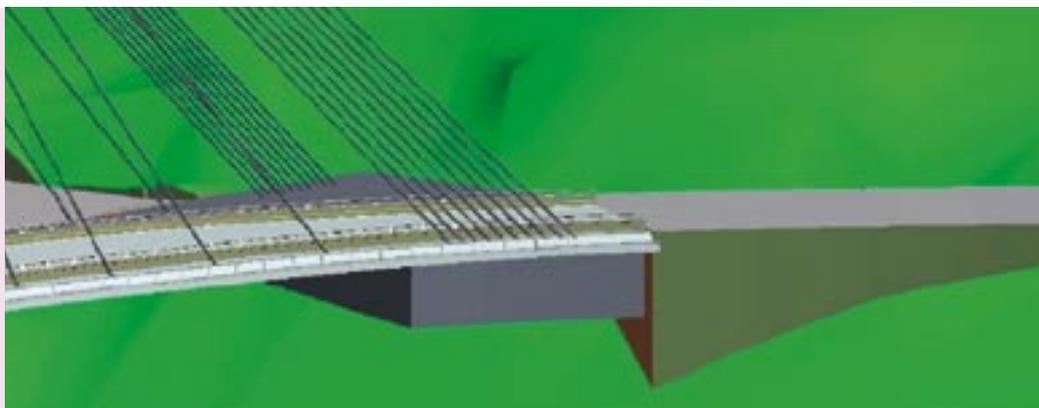


Figure 16 : détail du contrepoids sur culée

Respect du gabarit routier

Le gabarit adopté sur l'ouvrage est de 4,30 m, auxquels s'ajoutent une revanche de 10 cm pour construction et entretien, et une protection supplémentaire de 50 cm pour les haubans. La disposition des haubans doit donc dégager un gabarit de 7,50 x 4,90 m, avec une distance minimum de 10 cm au sommet du gabarit et de 50 cm derrière les dispositifs de sécurité (figure 17).

Pour respecter ce gabarit, sans élargir de façon excessive le tablier, les ancrages en tête de pylône ont été regroupés (pour simplifier la pièce d'ancrage), et décalés vers l'extérieur de la courbure ; la nervure extérieure du tablier a été élargie d'environ 2 m en extrémité des travées de rive (figure 18). Le logiciel OPERA du Sétra a été utilisé afin de contrôler les gabarits le long de l'ouvrage, en particulier en travée de rive.

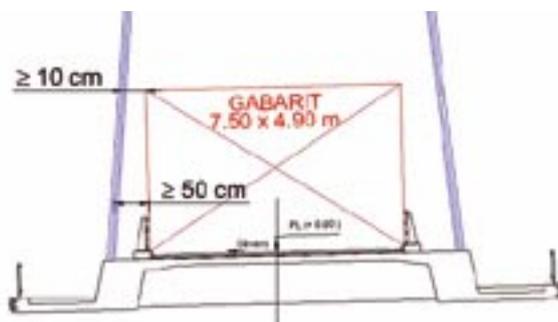


Figure 17 : gabarit imposé

Géométrie des pylônes

La forme définitive des pylônes mériterait un article à elle seule. Une trentaine de formes de pylônes ont été esquissées puis calculées. Nous ne présentons ici que les principaux résultats, renvoyant à d'autres articles pour des détails complémentaires.

La première étape a consisté à supprimer la branche supérieure du pylône en A située côté extérieur de la courbure. En effet, une fois la géométrie des haubans fixée, on peut déterminer la résultante des efforts en tête de pylône sous charge permanente. Cette résultante est inclinée d'environ 15° par rapport à l'horizontale, soit sensiblement l'inclinaison de la branche intérieure du pylône. Les calculs ont montré que 90 % des efforts passaient dans la branche intérieure du pylône, d'où l'idée de supprimer la branche extérieure.



Figure 18 : positionnement des haubans pour respecter le gabarit

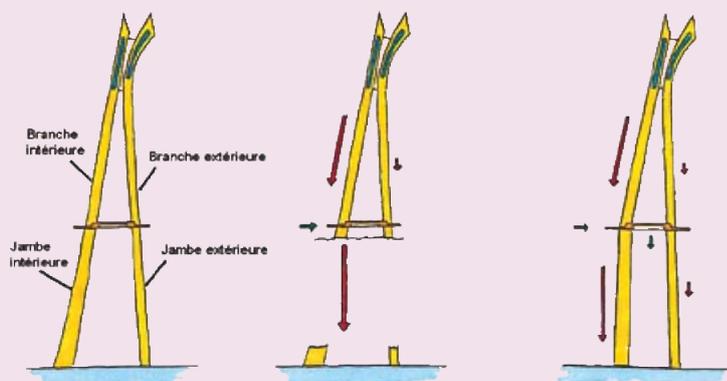


Figure 19 : cheminement des efforts dans le pylône

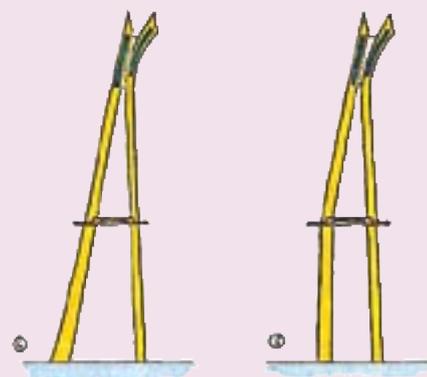


Figure 20 : différentes formes de pylônes envisagées

Ultérieurement, l'inclinaison exacte de la jambe a été ajustée en intégrant d'une part la flexion de poids propre du pylône, d'autre part la précontrainte destinée à reprendre les moments d'exploitation, de façon à minimiser les flexions sous charges permanentes.

La seconde étape a consisté à concevoir la forme du pylône sous le tablier. À cause de la courbure en plan de l'ouvrage, le tablier exerce un effort horizontal au niveau de l'encastrement avec le pylône, ce qui tend à redresser la résultante des efforts de haubanage (voir figure 19). La résultante se retrouve donc quasiment verticale sous le niveau du tablier (résultat tout à fait normal, puisqu'une coupure sous le tablier ne met en évidence que des efforts verticaux de poids propre). Les solutions de type pylône en A conduisent alors à d'importants moments de flexion dans la jambe intérieure inclinée.

Plusieurs solutions ont été envisagées (voir figure 21 et figure 20) :

- rendre la jambe verticale sous le tablier : cette solution était très peu élégante ;
- épaissir la jambe intérieure en «patte d'éléphant», de façon à redresser sa ligne moyenne et à la rendre suffisamment rigide pour résister au moment de flexion ;
- placer une diagonale entre les deux jambes du pylône.

Finalement, cette dernière idée combinée avec la suppression de la branche extérieure a donné naissance à la forme définitive du pylône, en lambda (figure 22).

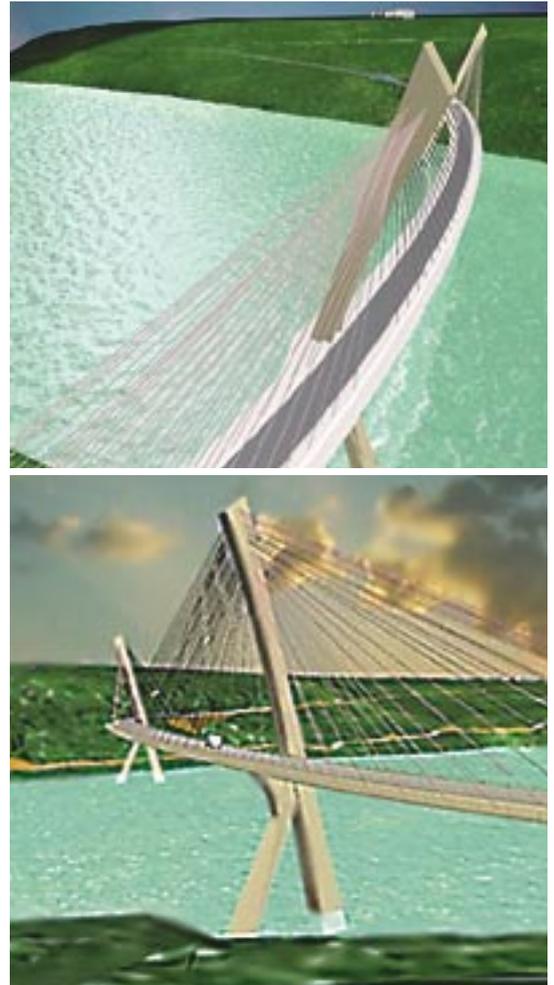


Figure 22 : pylône définitif en forme de lambda



Figure 21 : le bestiaire...



Le Projet d'Ouvrage d'Art (2003)

Le projet d'ouvrage d'art a démarré fin 2002. Les études ont porté essentiellement sur les points suivants :

- définition précise du haubanage et du coffrage du tablier en travée de rive (figure 23)
- définition de la précontrainte du tablier et du pylône
- validation des efforts en construction et en service, sous charges d'exploitation (vent turbulent, trafic)
- étude détaillée du nœud d'encastrement entre tablier et pylône
- étude des soutènements à réaliser en amont des culées
- étude de formulations de bétons (CEBTP), en particulier vis-à-vis du risque d'alcali-réaction
- caractérisation du vent sur le site et étude aérodynamique de l'ouvrage (CSTB)
- reconnaissance géotechnique détaillée (FondaSol et FondaConcept), dimensionnement des fondations

L'enquête publique s'est déroulée durant l'été 2003 et a reçu l'avis favorable du commissaire enquêteur. L'ensemble de ces études devrait permettre l'établissement du DCE et le lancement de l'appel d'offres courant 2004, pour un démarrage des travaux courant 2005 ■

Crédit photos : Lavigne : figures 10, 11, 13, 14, 21 - CG29 : figures 2, 3, 4 - Forquet : figures 5, 6 - Homann : figures 15, 16, 22, 23 (OPÉRA) - Virlogeux : figures 19, 20.



Figure 23 : vue du haubanage depuis la chaussée

Réparation des tirants de la trémie de la Haute-Chaîne à Angers

François Baudot, Daniel Chaput, Jean-Claude Hippolyte, Cécile Maurel

Description de l'ouvrage

La trémie de la Haute-Chaîne, réalisée en 1973-1974, constitue un passage souterrain à gabarit limité permettant le franchissement des voies sur berges à fort trafic (RN 23 Paris-Nantes, à 2 x 2 voies) par le boulevard Ayrault, à l'extrémité rive gauche du pont de la Haute-Chaîne.

Les soutènements de cette trémie de 200 m de longueur sont constitués de rideaux de palplanches métalliques (de hauteur libre variant de 1,80 m à 4,20 m) ancrées par des tirants passifs.

Ces tirants, situés à 1,20 m de profondeur, sont constitués de barres de diamètres variables de 39 à 68 mm, ils sont subhorizontaux (pente de 0 à 10 %) et ancrés sur des massifs d'ancrage (petits murs préfabriqués en béton armé) noyés dans les remblais des bretelles d'accès au pont.

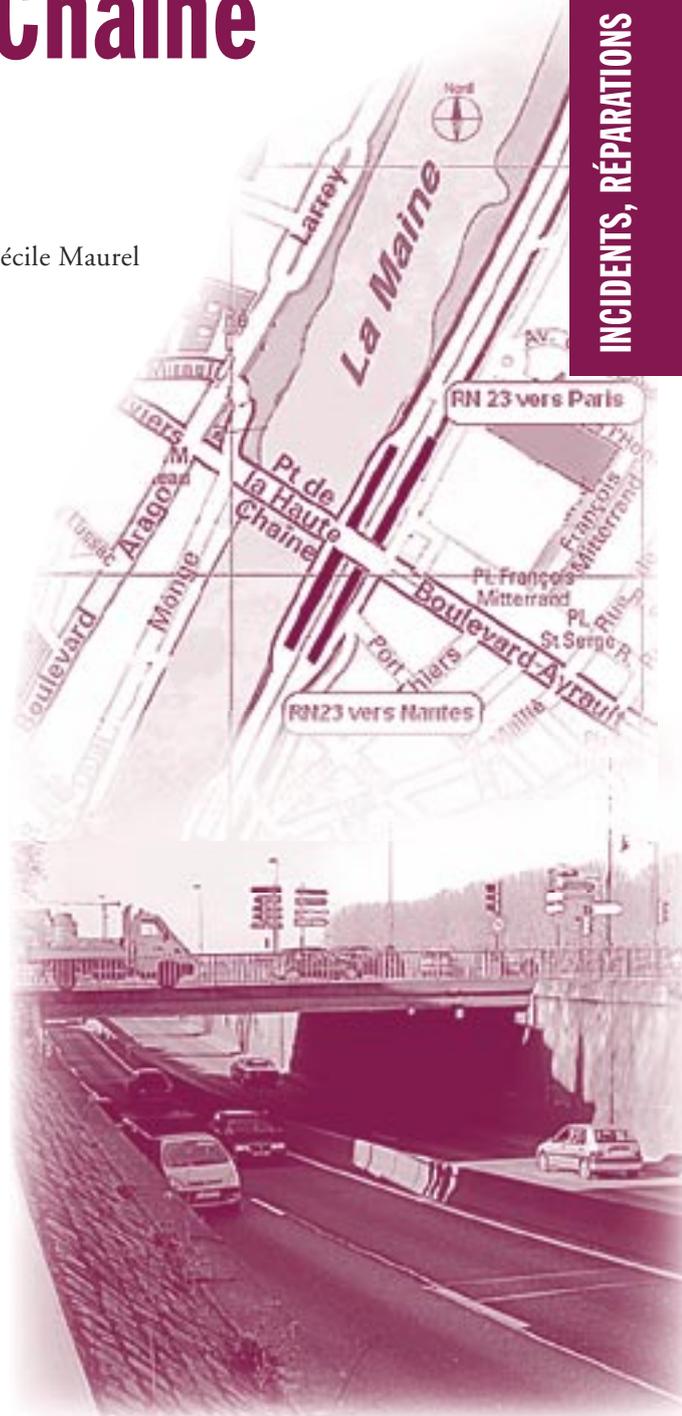
Une lierne intérieure en HEA 260 est située juste au dessous des têtes de tirant.

Le rideau de palplanches est couronné par une poutre en béton armé de 0,60 m x 0,74 m.

Un habillage en plaques de fibro-ciment est en place devant les rideaux de palplanches, masquant les têtes de tirant.

Les remblais d'accès soutenus par ces rideaux de palplanches, édifiés côté Ouest sur des sols compressibles, ont subi des tassements de 10 à 15 cm, visibles sur les superstructures. Ces tassements, suivis depuis la construction, semblent aujourd'hui stabilisés.

Les bretelles d'accès au pont, du fait du gabarit limité du passage souterrain, reçoivent un trafic important de poids lourds.



Figures 1, 2 : plan de situation et vue de la trémie (vers Nantes)

La rupture d'un tirant

Le 26 mars 2003, côté Nord de la trémie, une rupture brutale d'un tirant s'est produite au niveau de sa tête d'ancrage. L'extrémité du tirant de diamètre 64 mm, rompue au droit de la palplanche, est tombée avec l'écrou et la cale biaise sur la chaussée au pied du rideau, après projection au travers du bardage. Fort heureusement, la projection de cette masse sur la voie circulée n'a pas provoqué d'accident de la circulation.

Dès la constatation de l'incident, la voie lente de la RN23, sens Paris-Nantes, a été neutralisée le long des rideaux de palplanches sur toute la longueur de la trémie. Il en a été de même pour la voie de gauche des bretelles côté rivière.

La voie lente de la RN23 a été réouverte à la circulation après la mise en place d'un grillage devant la tête de chaque tirant destiné à empêcher une éventuelle chute de celle-ci sur la chaussée. La voie de gauche des bretelles est restée neutralisée jusqu'à la fin des travaux de confortement.

Le diagnostic

Investigations

Après la rupture il n'a été observé aucun désordre apparent sur le rideau au voisinage du tirant rompu.

Des fouilles ont été entreprises à partir des bretelles pour examiner l'état, à l'arrière des palplanches, du tirant rompu, des 2 tirants voisins ainsi que d'un tirant côté Sud.

Ces investigations, effectuées par la DDE avec le concours du LRPC d'Angers, ont permis de contrôler le diamètre des tirants, le bon état de leur couche de protection contre la corrosion (brai) et l'absence de corrosion.

Il a été mis en évidence que les tirants n'étaient pas des barres à extrémité refoulée, contrairement aux plans d'exécution, mais des barres rondes de diamètre constant filetées à leur extrémité. On peut rappeler que la mise en place de barres à extrémités refoulées est recommandée pour les tirants passifs car celles-ci présentent un diamètre plus important à l'extrémité ce qui garantit une section à fond de filet supérieure à celle du corps de l'armature.



Figure 3, 4 : tête de tirant rompue et extrémité rompue

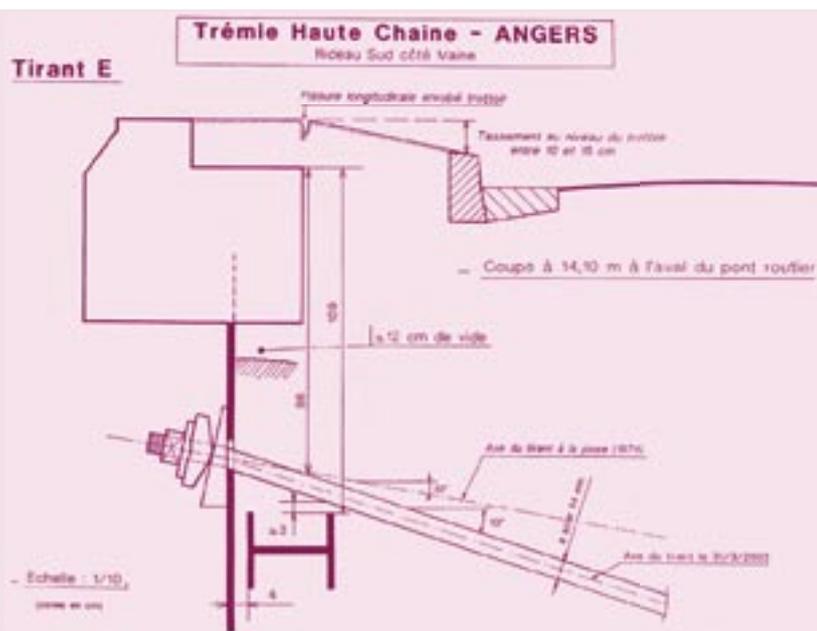


Figure 5 : observations relevées lors d'une fouille

Pour tous les tirants dégarnis, il a été constaté un vide de 10 à 12 cm de hauteur entre le remblai sableux et la sous face de la poutre de couronnement, consécutif au tassement de la bretelle. Le corps des tirants entraîné par ces tassements des remblais présente une inclinaison par rapport à l'horizontale de l'ordre de 16° à 19° alors que l'inclinaison d'origine est de 10° au niveau de la tête.

La hauteur entre la lierne en HEA 260 et la génératrice inférieure des tirants varie de 3 à 8 cm.

L'extrémité rompue du tirant (d'une longueur de 25 cm environ) a été transmise pour examen au LCPC de Nantes, Division Métaux Armatures et Câbles pour Ouvrages d'Art.

L'examen macroscopique a montré une déformation permanente de la pièce, résultat d'une sollicitation de flexion importante ayant conduit à la plastification de la zone filetée.

L'examen métallographique a permis de confirmer que la rupture n'est pas liée à l'oxydation mais provoquée par la flexion excessive. La rupture a été amorcée en fond de filet, et favorisée par la faible ductilité de l'acier utilisé à l'époque de la construction.

Les causes de la rupture

Cette rupture est due à des efforts de flexion excessifs qui ont pu se développer du fait d'un blocage en rotation de la tête du tirant alors que le corps du tirant s'est déplacé avec les remblais lors du tassement du sol support.

En raison des tassements prévisibles des remblais, le tirant présentait un système d'attache articulé et qui aurait dû pourtant permettre une rotation de la tête du tirant de +/- 15°. Il s'agit du système DAI (double articulation irréversible), breveté et décrit dans les catalogues Rombas de Wendel Sidélor à partir de 1969. Il a été mis en évidence par la DOA du CETE que le système mis en œuvre ici était mal adapté : la plaque d'appui métallique utilisée (plaque biaise courante du catalogue) ne convenait pas pour le système DAI car elle ne dégageait qu'un jeu annulaire de 3 mm autour du tirant, soit une rotation de la tête de tirant de 1°, tout à fait insuffisante ici pour assurer une véritable articulation.

Il est probable que des efforts de cisaillement se sont développés également dans la tête de tirant du fait d'un contact entre celui-ci et la palplanche qu'il traverse. Ce contact a été observé sur plusieurs tirants dégagés lors des fouilles, il peut provenir à la fois du tassement des remblais, d'un diamètre de perçement de la palplanche insuffisant et d'une mauvaise disposition de mise en œuvre consistant à appuyer le tirant sur la palplanche avant de le bloquer.

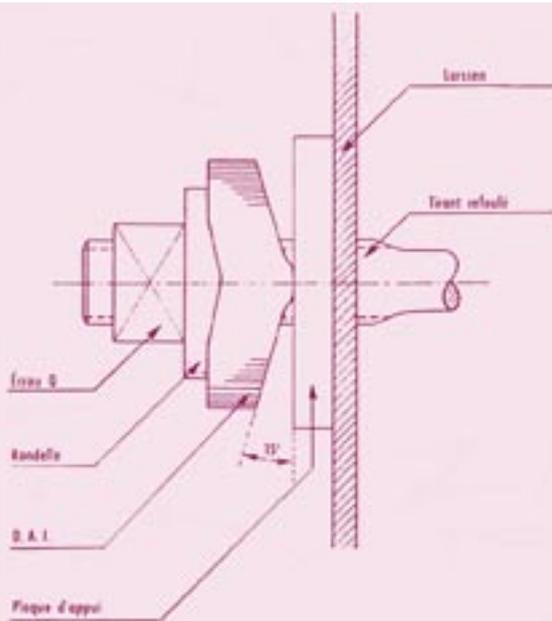


Figure 6 : système de double articulation DAI : schéma extrait du catalogue avec plaque d'appui droite et photo d'un tirant de l'ouvrage avec plaque biaise

Le projet de réparation

Le 4 avril 2003, un comité technique réunissant le Directeur Départemental de l'Équipement, le gestionnaire des routes, l'ingénieur général chargé des ouvrages d'art et des spécialistes du réseau technique (CETE de l'Ouest, Sétra) a conseillé :

- de faire accrocher provisoirement un grillage devant toutes les têtes de tirants pour les retenir en cas de rupture,
- de faire réparer en urgence toutes les têtes de tirants sur le côté Ouest de la trémie,
- lors de ces travaux, de faire mettre en place devant les tirants du côté Est et ceux de la partie couverte un dispositif de retenue définitif (« panier » d'armatures soudé sur les palplanches, cf. figure 13).

En effet, l'analyse des causes de la rupture montrait que tous les tirants côté Ouest étaient susceptibles de présenter le même type de désordres. En revanche, du côté Est et sous l'ouvrage, il est apparu que le risque était minime, la hauteur des sols compressibles et des remblais étant plus faible.

La réparation envisagée consistait à dégager chaque tirant sur 1 m environ à l'arrière du rideau, découper celui-ci et remplacer la tête et l'armature sur 1 m.

Compte tenu de la présence de la poutre de couronnement proche des têtes de tirant et après calculs du Laboratoire Régional d'Angers, il a été envisagé de réaliser la découpe des tirants sans étalement particulier du rideau en procédant par pianotage (un tirant détendu en cours de réparation devait être encadré de chaque côté par deux tirants maintenus en service, avant ou après leur réparation).

La méthode envisagée pour le raboutage de la nouvelle partie d'armature sur l'ancienne était le filetage en place des barres et un raboutage par manchon. Les variantes étaient ouvertes pour d'autres méthodes.

La décision a été prise de réaliser les travaux pendant le mois d'août pour minimiser la gêne aux usagers, compte tenu des restrictions de circulation nécessaires aux travaux.



Figure 7 : vue des tirants dégagés



à l'arrière du rideau



à l'avant du rideau

Figure 8 : dispositif de blocage des tirants

Les travaux de réparation

Après appel d'offres restreint avec procédure d'urgence, le marché a été passé le 17 juillet 2003 avec l'entreprise Freyssinet, avec un délai contractuel de travaux (hors période de préparation) de 21 jours.

Les restrictions de circulation ont été définies par un dossier d'exploitation et un arrêté de circulation a été pris. Il a consisté en la fermeture pendant les travaux de la voie lente de la RN23 ainsi que des bretelles de sortie et d'entrée côté Ouest, accompagné d'une limitation de la vitesse à 50 km/h au droit du chantier. La voie lente située côté Est n'a été fermée que pendant 4 jours, pour les travaux de dépose des bardages et de protection des tirants de ce côté de la trémie.

La méthode proposée par l'entreprise et acceptée par le maître d'ouvrage consistait, après sciage des tirants 1 mètre en arrière des palplanches, à rabouter sur la partie laissée en place une barre neuve grâce à un coupleur à serrage tronconique. Ce système de couplage avait déjà été utilisé pour une réparation d'ouvrage (pont suspendu).

Les travaux se sont déroulés du lundi 4 août au lundi 25 août 2003, avec le phasage suivant :

- dépose des bardages en amiante-ciment, suivant la procédure réglementaire, côté rivière et côté ville,
- démolition de la chaussée et déblai derrière les rideaux côté rivière pour dégager les tirants à réparer,
- réparation de 22 tirants par pianotage (déblocage de la tête, sciage du tirant à 1 mètre en arrière des palplanches, raboutage d'une barre neuve avec un coupleur à serrage tronconique, remise en tension et blocage de la tête avec cale, rondelle et écrou neufs ; les cales neuves ont été adaptées à l'inclinaison réelle mesurée pour chaque tête de tirant pour permettre une rotation de +/- 8°),
- réparation simplifiée pour 2 tirants (déblocage, libération de la tête en rotation, remise en tension),
- protection des pièces métalliques rapportées par application de bituvinyl,
- mise en place de fourreaux en PVC autour des tirants dans l'emprise de la fouille,
- mise en place d'une cage d'armature de protection devant les têtes de tirants non réparés (sous le pont et côté ville),
- remblai, couche de forme,
- pose de bordures et caniveaux,
- reconstruction de la chaussée et du trottoir.

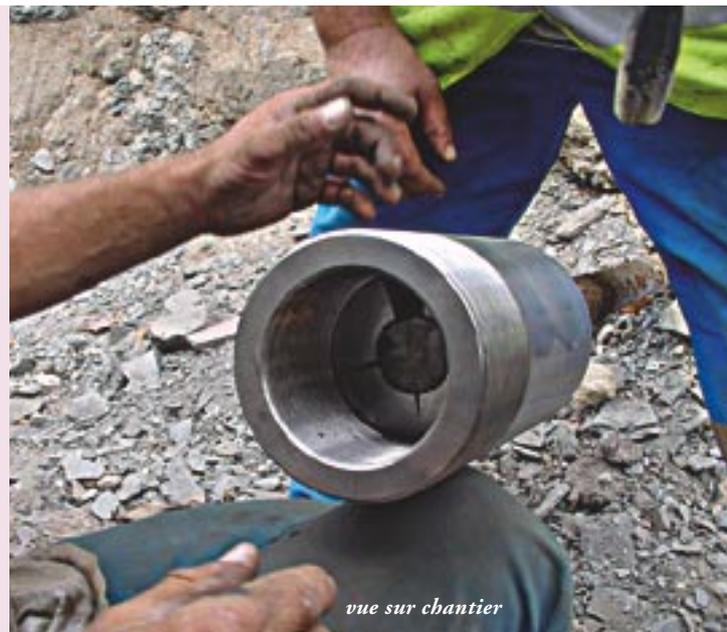
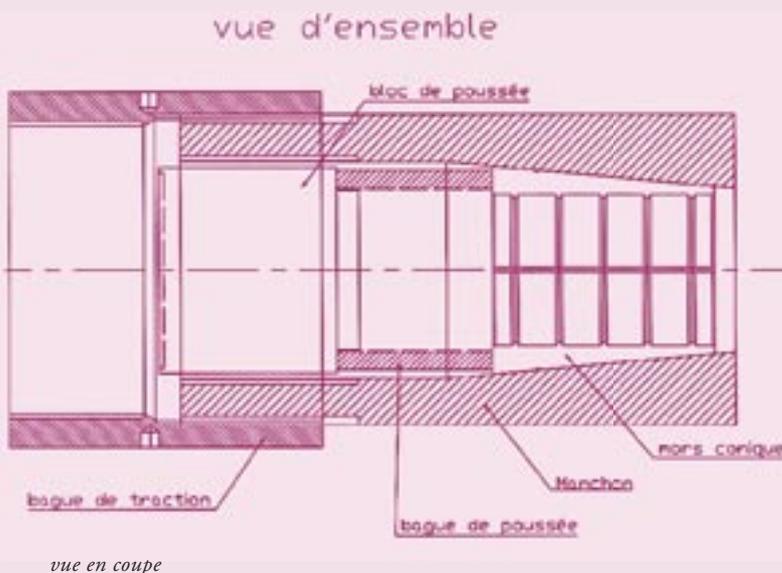


Figure 9 : coupleur utilisé

Commentaires :

- Compte tenu de l'incertitude des informations figurant dans le dossier d'ouvrage, l'entreprise a procédé dans une phase préliminaire au dégagement de tous les tirants pour mesurer les diamètres réels de ceux-ci et a pu ainsi adapter la fabrication des pièces neuves des coupleurs aux dimensions réelles des barres.

Ceci montre, si besoin en était, l'importance des dossiers de récolement, notamment dans le cas présent où les diamètres réels des tirants différaient de ceux indiqués sur les plans d'exécution, ce qui aurait pu occasionner d'importants délais supplémentaires lors des travaux de réparation.

- Avant déblocage de chaque tirant, sa traction a été mesurée : on a observé des tensions variables allant de 50 à 150 kN. Après réparation, les tirants ont donc été remis en traction avec une force de 50 à 100 kN.

- Pendant les travaux, les déplacements en tête de rideau étaient mesurés en continu. Les valeurs obtenues allaient de quelques millimètres à environ 15 mm. Un deuxième tirant rompu a été découvert. Sa tête était bloquée dans du béton remplissant le haut d'un caisson de palplanches, ce qui explique qu'elle n'était pas tombée sur la chaussée (cf. figure 14).



Figure 14 : second tirant rompu découvert pendant les travaux



Figure 10 : raccordement à la nouvelle barre et tube PVC de protection

Figure 11 : tirants réparés équipés de leur protection

Intervenants

La Direction Départementale de l'Équipement représentant l'État, maître de l'ouvrage, assurait également la maîtrise d'œuvre des travaux.

Le réseau technique de l'équipement, en liaison avec l'I.G.O.A., est intervenu aux différentes étapes de l'affaire (diagnostic, projet de réparation, suivi des travaux), notamment : le CETE de l'Ouest (Division des Ouvrages d'Art et Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Angers), le Sétra et le LCPC.

La réparation des tirants a été faite par l'entreprise Freyssinet de Bouguenais (44), avec comme sous-traitant pour les terrassements-chaussées l'entreprise Eurovia de Saint Barthélemy d'Anjou. La coordination S.P.S. était faite par Bureau Veritas. Le grillage de protection a été posé par Ouest-Accro de Laval.

Enseignements

L'apparition d'efforts de flexion excessifs en tête de tirants passifs peut généralement survenir en l'absence de systèmes d'attaches articulés, dès lors que le corps des tirants d'ancrage subit des déformations importantes, dues le plus souvent à des tassements excessifs.

Dans le cas présent, ces efforts de flexion sont apparus malgré la présence du système articulé et ce, en raison d'une mauvaise information figurant dans le catalogue du fournisseur. De ce fait, les problèmes rencontrés pourraient se reproduire sur d'autres ouvrages remblayés du même type.

Il a donc été décidé de diffuser aux Directions Départementales de l'Équipement une note de vigilance, précisant les risques encourus pour les ouvrages du même type et la conduite à tenir. Cette note, rédigée par la DOA du CETE de l'Ouest, est disponible sur le site PILES du Sétra (Partage d'Informations en Libre Echange sur les Structures), accessible sur le réseau intérieur du Ministère ■

Crédit photos : DDE 49, SGI/OA.



Figure 12 : Tête de tirant réparée

Figure 13 : Protection des tirants non réparés (en cours de mise en œuvre)

Pont sur le Var à Saint-Isidore

Exemple de conception parasismique

Denis Davi

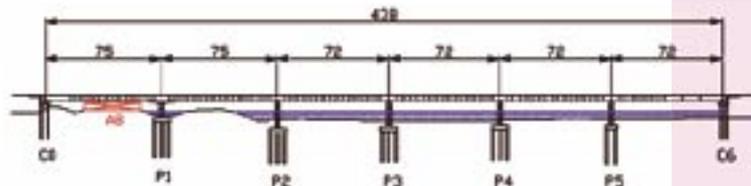


Figure 1 : élévation du pont

Description de l'ouvrage

La construction du Pont sur le Var, qui a commencé en août 2002, s'inscrit dans le cadre plus général de la réalisation de la route nationale RN 202 bis entre Nice St-Isidore et St-Martin-du-Var. Ce nouvel itinéraire aura pour objectif principal de délester l'actuelle RN 202, aujourd'hui axe routier principal de desserte de la vallée du Var, d'une partie de son trafic, notamment dédié au transit et aux échanges inter-cités [5].

L'ouvrage, dénommé OA1, se situe au niveau de Saint-Isidore et franchit le fleuve Var ainsi que l'autoroute A8. Il s'agit d'un pont en béton précontraint, d'une longueur de 438 m répartie en 6 travées de 72 à 75 m (fig. 1).

Le tablier, dont la masse totale est de 17 000 tonnes, est constitué d'un caisson monocellulaire d'une largeur de 14,10 m et d'une hauteur de 3,65 m. Il est construit, selon la méthode des encorbellements successifs, par éléments de 3 m de longueur coulés en place.

Pour des raisons de sécurité vis-à-vis des usagers, la travée franchissant l'A8 a été construite parallèlement à l'autoroute, afin d'éviter tout risque de chute d'objets sur la chaussée pendant les travaux de construction de cette première section de 114 m de long (photo 1a). Une fois la travée totalement terminée et équipée, elle a été pivotée au cours de la nuit du samedi 18 octobre 2003 (Photo 1b).

Le montant global des travaux liés à la construction de l'OA1 est de 11 millions d'euros, pour une durée prévue de 36 mois. L'accès à l'ouvrage en rive droite (côté C6) se fera par une bretelle nommée mur M1 (photo 2). Afin de ne pas empiéter dans le lit du Var, cette bretelle est construite sur un talus en remblais conçu suivant le principe d'un mur en terre armée d'une longueur de 1 100 m pour une hauteur de 11 m. Ce mur en terre armée repose sur un rideau de palplanches équipé de tirants.



Photo 1a : construction du 1^{er} fléau parallèlement à l'autoroute (avant rotation)



Photo 2 : vue en perspective du mur M1

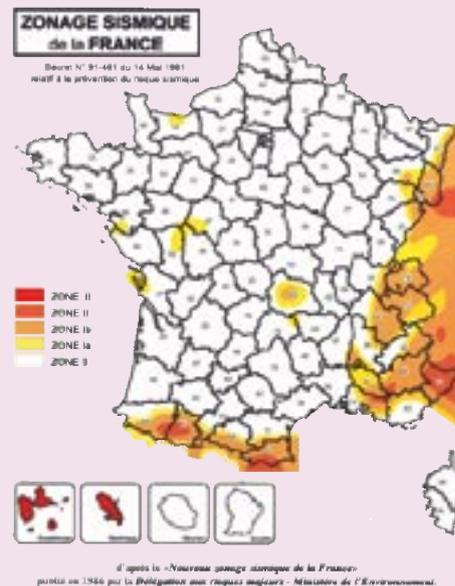


Figure 2 : zonage sismique de la France (PS 92)

L'actuelle RN 202 est classée grande liaison d'aménagement du territoire entre Nice et Digne. La mise en service de la nouvelle RN 202 bis, aux caractéristiques de voie express, permettra de la déclasser en ne lui attribuant plus qu'une fonction de desserte locale. C'est donc la nouvelle infrastructure qui assurera les flux d'échanges dans la basse vallée du Var et de transit vers l'arrière-pays. Élément de desserte essentiel d'un espace stratégique tant d'un point de vue géographique (au centre de l'agglomération azurée) que d'un point de vue économique (présence des trois grands pôles industriels et tertiaires de Nice, Carros et Saint-Laurent-du-Var), la RN 202 bis aura vocation en cas de séisme à jouer un rôle prépondérant, aussi bien dans le cadre de la gestion de la crise et dans l'acheminement des secours que dans la reprise rapide de l'activité socio-économique.

En raison de ces différents critères d'importance, les ouvrages OA1 et M1 ont été rangés en classe D vis-à-vis du risque sismique. Notons que la classe D est la plus contraignante pour les infrastructures puisqu'elle impose que celles-ci puissent être immédiatement utilisées après un séisme de référence. Signalons par ailleurs que la région niçoise est classée en zone sismique II, zone la plus élevée au regard de la sismicité en France métropolitaine [1] (fig. 2). Ces paramètres ont conduit, pour le dimensionnement de ces ouvrages, à réaliser des études sismiques poussées prenant en compte un niveau de séisme correspondant à une accélération nominale de 3,5 m/s² [3].



Photo 1b : 1^{er} fléau dans sa position définitive (après rotation)

Étude de diverses solutions de conception parasismique

La conception d'origine

Au stade du Projet d'Ouvrage d'Art, le Pont sur le Var avait fait l'objet d'une conception parasismique basée sur l'emploi d'amortisseurs viscoélastiques dissipateurs d'énergie (fig. 3) disposés selon les deux directions horizontales et sur le positionnement d'un point fixe longitudinal au droit de la culée C0. Dans le cadre d'un avis technique, le Séttra avait émis certaines réserves sur ces choix de conception, insistant en particulier sur le fait que les données géotechniques disponibles n'étaient pas suffisantes pour déterminer avec précision la souplesse de l'appui C0 et que cette souplesse était un élément déterminant dans l'analyse du comportement dynamique global de l'ouvrage. Des sondages complémentaires au moment des études d'exécution ont confirmé les craintes du Séttra en montrant que les hypothèses réalisées sur les caractéristiques des sols de fondation de la culée C0 avaient été trop optimistes et que la possibilité de disposer un point fixe au droit de cet appui était à exclure. La conception parasismique a donc dû être repensée dans sa globalité.

Un processus itératif vers une nouvelle conception

Les premiers schémas conceptuels testés étaient conformes à l'esprit initial du projet (protection parasismique par dispositifs amortisseurs viscoélastiques). La courbure en plan de l'ouvrage ainsi que le comportement fortement non-linéaire des appareils amortisseurs (forces de réactions dépendant des vitesses de sollicitation) ont conduit à réaliser, pour cette étude, une analyse non-linéaire dynamique par pas de temps à partir de logiciels de calcul sophistiqués permettant d'une part d'introduire directement les mouvements du sol en fonction du temps sous la forme d'accélérogrammes (fig. 4) et d'autre part de modéliser les caractéristiques particulières des dispositifs amortisseurs.

Pour cette étude menée en parallèle par le Séttra, le Cete Méditerranée et les bureaux d'études Secoa et Structures chargés des études d'exécution de l'ouvrage, trois accélérogrammes différents ont été utilisés. Ces accélérogrammes, fournis par le Laboratoire de Nice du Cete Méditerranée, ont été calibrés sur une accélération maximale au niveau du sol de $3,5 \text{ m/s}^2$ et ont été choisis pour représenter de façon réaliste les particularités sismologiques et géologiques du site de Saint-Isidore. Les effets des sollicitations sismiques ont été étudiés selon quatre directions différentes (longitudinale, transversale et biaisées). Notons que les

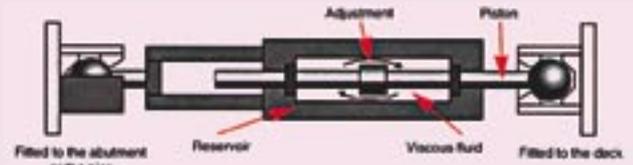


Figure 3 : schéma d'un amortisseur viscoélastique

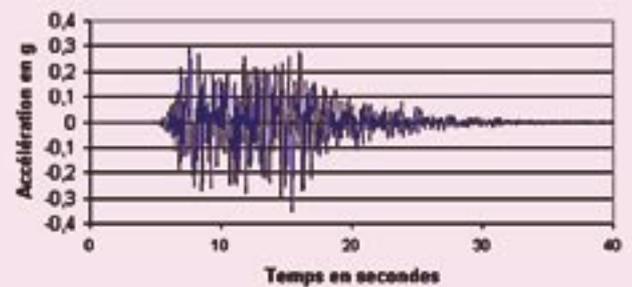


Figure 4 : exemple d'accélérogramme utilisé pour l'analyse dynamique de l'ouvrage

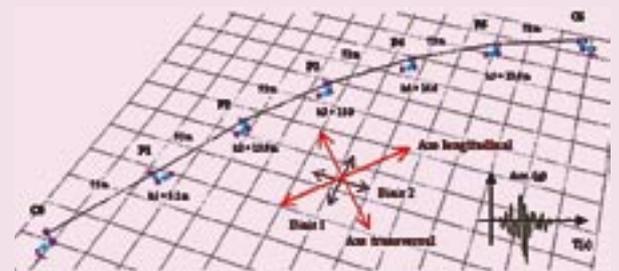


Figure 5 : modèle de calcul simplifié

directions longitudinale (selon la corde de l'ouvrage) et transversale (selon la perpendiculaire à cette corde) sont vite apparues comme étant les plus défavorables et par conséquent dimensionnantes.

L'analyse a été réalisée à partir d'un modèle-poutre simplifié (fig. 5) dont le principal intérêt résidait dans la prise en compte de la courbure en plan de l'ouvrage ainsi que de l'orientation, de la répartition et des caractéristiques mécaniques des différents appareils d'appui. La simplicité du modèle géométrique retenu se justifie par le fait que dans le cadre des choix de conception initiaux, le tablier se comporterait comme un bloc rigide se déplaçant sur des appuis souples (appuis glissants couplés à des ressorts amortisseurs).

Les dispositifs amortisseurs, reliant le tablier à la tête des fûts de pile, ont été choisis dans la gamme des produits disponibles sur le marché à partir desquels le projet initial avait été conçu. On distingue :

- les amortisseurs purs (fig. 6a) dont le comportement se traduit par l'équation :

$$F = C.V^\alpha \quad (1)$$

- les ressorts amortisseurs précontraints (fig. 6b) modélisés par l'équation :

$$F = F_0 + K.X + C.V^\alpha \quad (2)$$

Dans les équations (1) et (2), X et V représentent respectivement le déplacement relatif en mètres et la vitesse relative en mètres par seconde.

La particularité des ressorts précontraints est de pouvoir jouer le rôle de « fusible ». Bien calibrés, ils permettent le blocage du tablier sous les sollicitations de service ; à partir d'une valeur seuil de la force sollicitante (séisme), ils se libèrent pour assurer leur rôle de ressort amortisseur, écrêtant les efforts par assouplissement de la structure et dissipant une importante quantité d'énergie par frottement visqueux.

Diverses solutions ont alors été testées, selon un processus itératif : modification de la position du point fixe, itération sur les caractéristiques mécaniques des appareils amortisseurs, utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté... Pour chaque solution, l'estimation des efforts et des déplacements obtenus sous séisme au niveau de chaque appui et l'analyse des avantages et des faiblesses vis-à-vis du fonctionnement en service et en construction ont finalement abouti à la solution représentée par la figure 7.

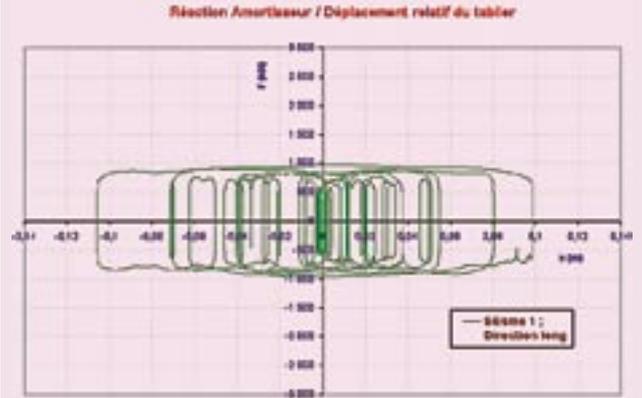


Figure 6a : loi de comportement d'un amortisseur pur

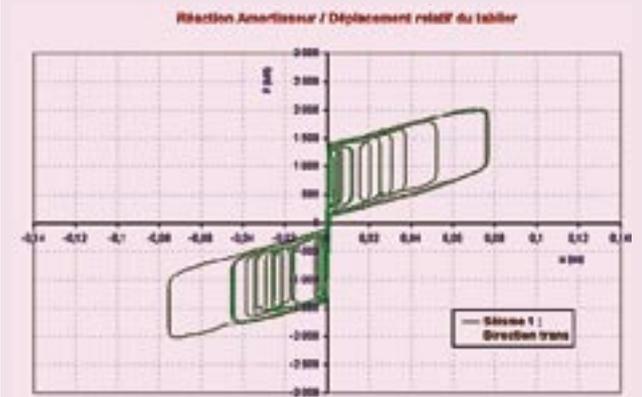


Figure 6b : loi de comportement d'un ressort amortisseur précontraint

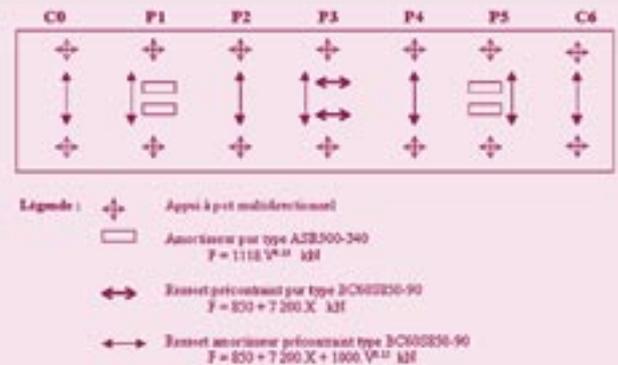


Figure 7 : schéma statique de la solution itérative

Cette solution consistait à disposer des ressorts précontraints longitudinaux sur la pile P3, assurant la fonction de point fixe en service. La fonction amortissement était assurée par quatre amortisseurs purs disposés au droit des appuis P1 et P5. Dans le sens transversal, un ressort amortisseur précontraint était disposé sur chaque appui (fig. 8, photo 3). Selon cette configuration, les efforts obtenus sous séisme dans chacune des directions au niveau de chacun des appuis restaient raisonnables (environ 220 tonnes transversalement sous chaque appui, 300 tonnes longitudinalement sous P3 et 190 tonnes sous P1 et P5). En revanche, la prise en compte des contraintes de construction risquait d'entraîner des problèmes d'encombrement en tête de chevêtres liés à l'emploi sur certaines piles d'appareils amortisseurs dans les deux directions, en particulier sur la pile P1 qui devait servir à la rotation du premier fléau.

En terme d'équilibre énergétique, plus de 85 % de l'énergie sismique absorbée par la structure était dissipée dans les amortisseurs (fig. 9) ; les 15 % restants correspondant à l'amortissement structurel (fissuration, comportement des fondations, radiation dans le sol...). Ces valeurs témoignaient du bon comportement général de l'ouvrage selon cette configuration.

Les avantages et les faiblesses d'une conception basée sur l'emploi de dispositifs amortisseurs

Au cours des 20 dernières années, des travaux de recherche considérables ont été menés de par le monde pour développer des systèmes de protection parasismique innovants destinés à accroître le niveau de sécurité tout en maintenant des coûts de construction raisonnables. Ces systèmes sont essentiellement basés sur les principes d'isolation sismique et de dissipation d'énergie.

Le principe de l'isolation sismique est de dissocier les déplacements du tablier de ceux des appuis grâce des appareils d'appui très souples (élastomères, appuis glissants, ...). Les efforts sont donc filtrés et ne sont pas transmis à la structure. Afin de limiter d'une part les déplacements sous séisme et d'assurer d'autre part un niveau de confort satisfaisant sous les effets du vent et des charges de service, il est généralement nécessaire de coupler les dispositifs isolateurs avec des appareils amortisseurs dissipateurs d'énergie (fig. 10, photo 4). Le bon calibrage de ces appareils permet alors de maintenir à la fois les efforts et les déformations à des niveaux raisonnables.

Le principal avantage de ce type de conception est que la quasi-totalité de l'énergie du tremblement de terre est absorbée dans des appareils mécaniques

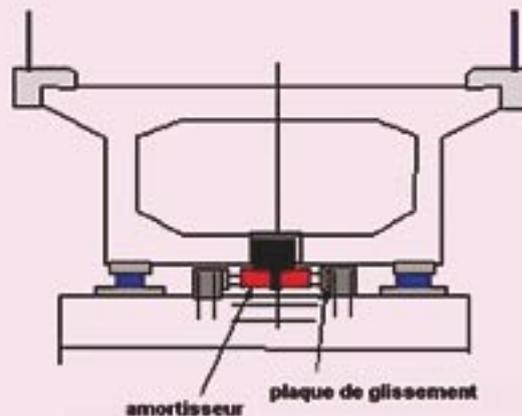


Figure 8 : positionnement des amortisseurs transversaux (cas des appuis C0, P2, P4 et C6)



Photo 3 : amortisseurs précontraints transversaux montés sur un pont à Petra Tou Roumiou (Chypre) selon la même disposition que celle proposée pour P2 et P4

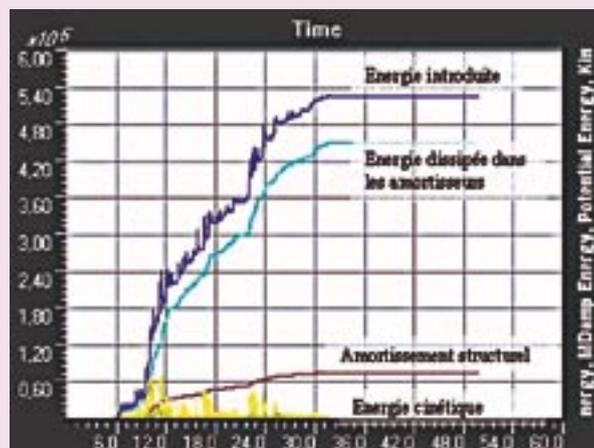


Figure 9 : diagramme énergétique

externes à la structure. Les éléments structurels de l'ouvrage ne subissent alors en théorie aucun dégât et les matériaux restent dans leur domaine élastique de comportement. En cas de séisme majeur, les dispositifs amortisseurs sont facilement inspectés et remplacés si besoin. Notons par ailleurs qu'il s'agit d'appareils mécaniques largement testés en laboratoire et dont les caractéristiques sont donc bien maîtrisées.

En contrepartie, les calculs de dimensionnement sont très complexes et nécessitent des outils puissants (calculs dynamiques non-linéaires). Par manque de retour d'expérience, l'utilisation de ce type de technique étant très récente en génie civil, la mise en œuvre d'une telle conception est encore mal maîtrisée et peu ou pas abordée par les règlements. Son efficacité réelle en cas de séisme majeur n'a d'autre part pas encore pu être mise à l'épreuve. Enfin, le coût important des dispositifs spéciaux réserve généralement leur utilisation aux zones où l'aléa sismique est très important ou aux ouvrages à risque spécial. Rappelons pour fixer les idées que la période de retour d'un séisme fréquent (faible) est généralement estimée à 43 ans, celle d'un séisme occasionnel (moyen) à 72 ans et celle d'un séisme rare (fort) à 475 ans. Par conséquent, les exigences de maintenance et la stabilité des caractéristiques mécaniques des appareils amortisseurs dans le temps constituent des critères déterminants puisque la protection parasismique de l'ouvrage dépend directement du bon fonctionnement de ces dispositifs. L'utilisation très récente de ces appareils ne permet pas de bénéficier du retour d'expérience nécessaire à la connaissance de l'évolution de leur comportement dans le temps.

Dans le cadre du Pont sur le Var, et plus généralement pour la plupart des ouvrages construits en métropole, l'utilisation de dispositifs amortisseurs semble bien luxueuse compte tenu de la faible sismicité française. Elle peut toutefois se justifier par la classe D de l'ouvrage.

La solution ductile

Comme nous l'avons vu précédemment, plusieurs itérations furent nécessaires pour aboutir à une solution de dimensionnement viable et conforme à l'esprit initial du projet (protection parasismique par dispositifs amortisseurs viscoélastiques). Parallèlement à cette étude, une solution plus classique, basée sur la ductilité des matériaux et l'emploi de coefficients de comportement, tel que prescrit par les normes parasismiques actuelles (PS 92), a été proposée et étudiée. Elle a conduit à une nouvelle conception parasismique de l'ouvrage, utilisant des butées de blocage transversal sur chacun des appuis et une butée de blocage longitudinal au niveau de la pile P3. Des amortisseurs longitudinaux au droit de P2 et P4 ont tout de même été conservés afin de limiter les déplacements sous séisme et permettre l'utilisation de joints de chaussée usuels (fig. 11).

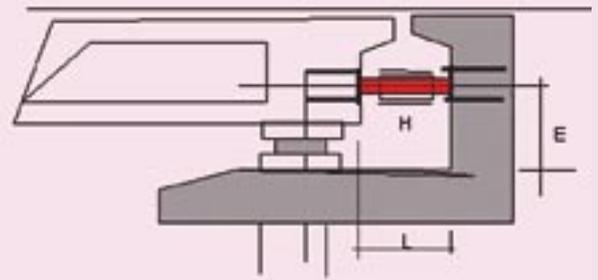


Figure 10 : dispositif amortisseur placé entre le tablier et la culée



Photo 4 : amortisseurs longitudinaux sur le Viaduc de Fella (Italie)

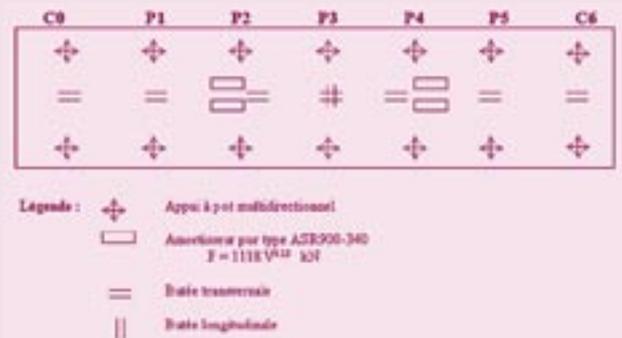


Figure 11 : solution ductile, schéma statique

D'un point de vue purement mécanique, cette solution est quasi-équivalente à la précédente, la fonction «fusible» étant assurée non plus par des ressorts précontraints mais par le développement, à partir d'un niveau d'effort donné, de rotules plastiques en pied de piles. Elle diffère toutefois sensiblement de l'esprit initial du projet par le fait qu'elle autorise des incursions dans le domaine de comportement plastique des matériaux via l'application d'un coefficient de comportement $q > 1$. Ainsi, plutôt que d'être localisée dans des appareils externes, la dissipation d'énergie se manifesterait ici par un endommagement structurel.

Le concept de ductilité représente sans doute aujourd'hui la philosophie de conception la plus largement répandue dans le domaine de la protection parasismique et peut être décrit comme la capacité d'une structure à se déformer de façon inélastique, sans perte significative de résistance, au cours de plusieurs cycles de déplacements. Si la structure présente une ductilité suffisante, il est alors possible de réduire les efforts de dimensionnement (divisés par un coefficient de comportement q de l'ordre de 3) et donc le coût global de l'ouvrage sans remettre en cause sa survie à un séisme donné. Les incursions dans le domaine plastique des matériaux conduisent par ailleurs à une importante dissipation d'énergie par cycles d'hystérésis [2] (fig. 12).

En contrepartie, l'inconvénient principal de la conception ductile est clairement qu'un certain niveau de dégradation, correspondant aux incursions dans le domaine de comportement plastique des matériaux doit être accepté. Si les dispositions constructives parasismiques sont bien appliquées, ces dégradations affecteront essentiellement les zones dites de rotules plastiques généralement localisées en pied de piles (photo 5). Les réparations à envisager pourront aller de l'absence totale d'intervention pour un séisme faible au remplacement de certaines piles pour un séisme majeur, en passant par la simple réfection du béton d'enrobage pour un séisme moyen. On considèrera

généralement qu'un ouvrage de classe D aura rempli sa fonction si les dégâts engendrés restent faibles et facilement réparables et s'ils ne remettent pas en cause la fonctionnalité immédiate du pont après un niveau de séisme réglementaire.

Le choix du maître d'ouvrage

L'opposition des deux types de conception présentés ci-dessus (ductile ou basée sur l'emploi de dispositifs amortisseurs) est un débat récurrent dans la communauté du génie parasismique. De coûts sensiblement différents, elles conduisent aussi à des comportements sous séisme bien distincts et il appartenait donc au Maître d'Ouvrage de trancher en faveur de l'une ou l'autre.

Sur la base des éléments évoqués ci-dessus et sur les conseils de l'équipe technique, la maîtrise d'ouvrage a finalement retenu **la solution ductile**. Notons qu'il s'agit en réalité d'une solution que l'on pourrait qualifier de «mixte» puisqu'elle utilise à la fois le concept de ductilité et l'emploi d'appareils amortisseurs qui apportent une sécurité supplémentaire vis-à-vis des sollicitations longitudinales. Les éléments qui ont motivé ce choix étaient principalement le coût élevé des amortisseurs et les garanties de pérennité de la solution ductile compte tenu de la faible occurrence des séismes en France métropolitaine. A titre d'information, on peut signaler que ce type d'approche mixte est similaire à celles déjà mises en œuvre sur certains viaducs du TGV Méditerranée, notamment les viaducs de Vernègues et de Ventabren [6].

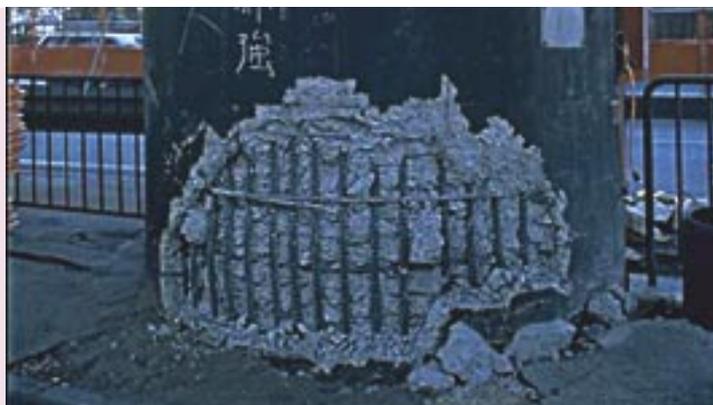


Photo 5 : formation de rotule plastique (Kobe, 1995)

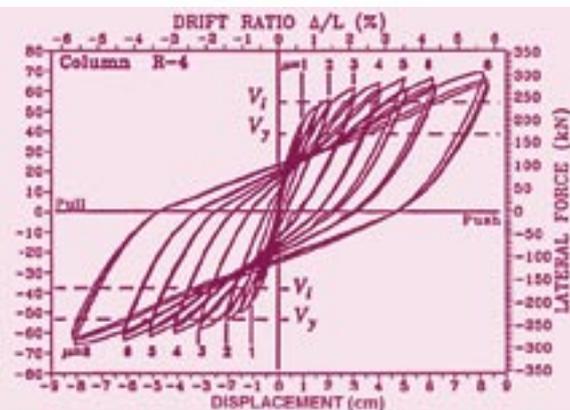


Figure 12 : dissipation d'énergie par hystérésis

Analyse de la structure finale et dimensionnement

Analyse des sollicitations sismiques

Dans la direction transversale, les efforts sont directement transmis depuis le tablier vers les appuis par l'intermédiaire de butées transversales. Le dimensionnement a été réalisé sur la base des sollicitations élastiques déterminées à partir d'une analyse spectrale. Cette étude nécessitait le calcul des modes propres de vibration de l'ouvrage (fig. 13). Les contributions des différents modes ont alors été calculées à partir du spectre de dimensionnement réglementaire [3] correspondant au site d'implantation de l'ouvrage (site S1), et combinées de façon quadratique.

Le calcul des sollicitations sous séisme vertical a été effectué sur le même principe, à ceci près que l'accélération nominale a_N a été remplacée par $0,7 a_N$ et que le spectre utilisé n'était plus le spectre de dimensionnement mais le spectre de réponse élastique, conformément à la réglementation en vigueur [3].

Dans la direction longitudinale, la présence des amortisseurs au droit des piles P2 et P4 a imposé pour l'analyse un calcul dynamique par pas de temps à partir des trois accélérogrammes décrits précédemment (cf. § 2.2). Les efforts retenus correspondent à l'enveloppe des réponses obtenues pour ces trois accélérogrammes.

Les effets du séisme selon les trois directions principales ont alors été combinés en définissant une direction de séisme prépondérante (affectée d'un coefficient

pondérateur égal à 1) et deux directions concomitantes (affectées d'un coefficient de 0,3) ; ce qui conduit finalement aux trois combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_L \pm 0,3 E_T \pm 0,3 E_V$$

$$E_2 = E_T \pm 0,3 E_L \pm 0,3 E_V$$

$$E_3 = E_V \pm 0,3 E_L \pm 0,3 E_T$$

où E_L , E_T et E_V représentent respectivement les effets des séismes longitudinal, transversal et vertical. Les efforts retenus correspondent à l'enveloppe de ces combinaisons [1].

Principes de dimensionnement

Ductilité et dispositions constructives

Le principe de ductilité [1], [2], [4] est basé sur le fait qu'au cours d'un séisme, les déplacements obtenus lorsque la structure se plastifie sont identiques à ceux que l'on obtient par l'analyse élastique. La sollicitation sismique se traduit donc en terme de déplacement (fig. 14). On peut alors opter pour un comportement plastique (non-linéaire) des matériaux, ce qui permet de diviser les efforts issus de l'analyse élastique par un coefficient q , dit de comportement, dont la valeur est de l'ordre de 3 pour des fûts de pile en béton armé.

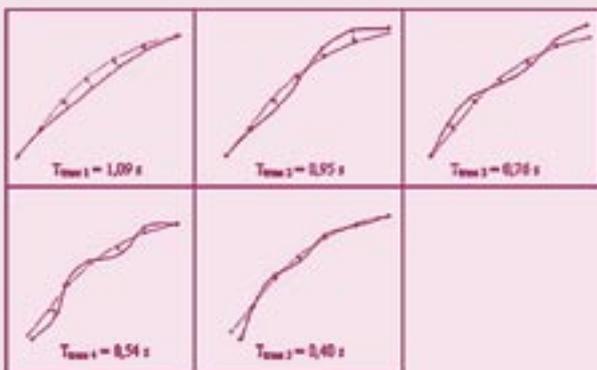


Figure 13 : principaux modes de vibration transversaux

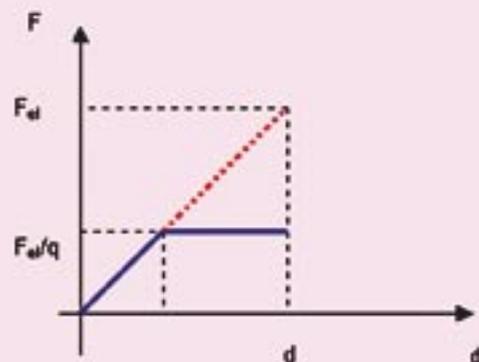


Figure 14 : théorie du coefficient de comportement



Photo 6 : ferrailage des zones de rotules plastiques (≅ 340 kg/m³)

En contrepartie, il faut s'assurer que la structure présente une ductilité suffisante, c'est-à-dire qu'elle est capable de supporter, sans perte de résistance, un niveau de déformation plastique important. Ceci est réalisé par le biais de dispositions constructives particulières et relativement contraignantes, parmi lesquelles on peut citer l'augmentation des longueurs d'ancrage et de recouvrement des aciers passifs ainsi que une densité très importante du ferrailage transversal dans les zones potentielles de rotules plastiques (photo 6) qui a conduit ici à une densité totale d'armatures passives de l'ordre de 340 kg/m³ dans ces éléments.

Ce ferrailage transversal a une fonction triple :

- confiner le béton,
- supprimer le risque de flambement des armatures longitudinales,
- augmenter de façon significative la résistance à l'effort tranchant.

Notons que le coefficient de comportement appliqué pour le dimensionnement des culées était de $q=1$, conformément à la réglementation en vigueur [1]. Nous avons aussi vérifié que la force maximale transmise par les amortisseurs dans leur direction n'était pas suffisante pour entraîner la plastification et par conséquent l'assouplissement des fûts de pile sur lesquels ils sont fixés. Cette condition est nécessaire au

bon fonctionnement de ces dispositifs dont la raideur doit rester faible par rapport à celle des éléments qu'ils relient.

Dimensionnement en capacité

Le principe de conception ductile s'accompagne généralement du concept de dimensionnement en capacité [2], [4]. Ce concept qui permet de protéger les sections a priori non ductiles de l'ouvrage peut être décrit simplement par le schéma de la figure 15. Sur ce schéma, on note que quelle que soit la force F appliquée, l'effort dans les chaînons 1 et 3 (verts) sera limité à la valeur du palier plastique F_2 du chaînon ductile (rouge). Il suffit alors de dimensionner ces chaînons pour une force $F_1 = F_3 = \gamma_0 \cdot F_2$ où γ_0 (de l'ordre de 1,2) est appelé coefficient de surcapacité. Une sécurité supplémentaire est apportée vis-à-vis des risques de ruptures fragiles (dimensionnement à l'effort tranchant, butées parasismiques...) par l'intermédiaire d'un coefficient de sécurité γ_R valant 1,4 [1].

Considérons ici que la force F représente l'agression sismique, que la chaîne symbolise l'ensemble de la structure et que le maillon ductile correspond aux zones de rotules plastiques, dimensionnées à partir du coefficient de comportement. Une simple analogie permet de garantir que si le concept de dimensionnement en capacité est correctement appliqué alors, quel que soit le niveau de séisme envisagé, les efforts dans les différentes sections de l'ouvrage n'excéderont pas une certaine valeur qui dépend uniquement des caractéristiques intrinsèques de la structure (palier plastique des rotules). Ce principe est particulièrement intéressant en conception parasismique compte tenu des incertitudes liées à la nature même des sollicitations. Il permet par ailleurs de maîtriser l'endommagement, tant du point de vue de sa localisation (zones de rotules plastiques en pied

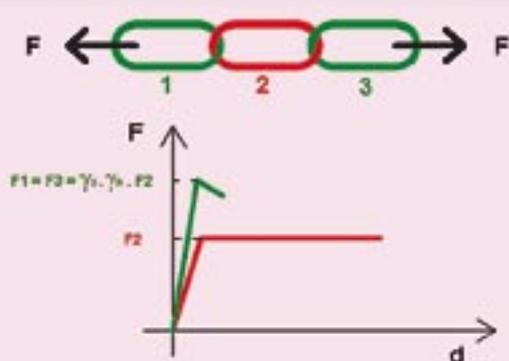


Figure 15 : principe du dimensionnement en capacité

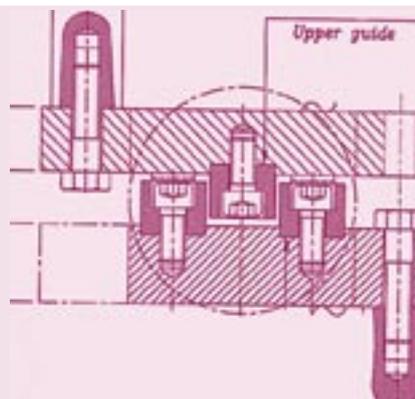


Figure 16 : schéma des butées transversales métalliques

de piles) que de son mécanisme (mécanisme de flexion privilégié).

L'application des principes de ductilité et de dimensionnement en capacité a finalement conduit à dimensionner les butées transversales pour des efforts de l'ordre de 700 tonnes et à utiliser pour ces butées des profilés métalliques (fig. 16, photo 7). Les zones de fixation des butées et des amortisseurs sur les parties structurelles de l'ouvrage (tablier, chevêtres) ont dû aussi faire l'objet d'un soin particulier (photo 8).

Conclusion et pistes d'analyses supplémentaires

Une analyse sophistiquée a conduit pour la conception du Pont sur le Var à Saint-Isidore à retenir une solution «mixte» basée à la fois sur la ductilité des matériaux et sur l'emploi dans la direction longitudinale de dispositifs amortisseurs apportant une sécurité supplémentaire. L'application de la méthode des coefficients de comportement et du principe de dimensionnement en capacité devraient permettre de garantir en cas de séisme violent, le bon comportement général de l'ouvrage et sa fonctionnalité immédiate.

Notons que d'un point de vue sécuritaire, l'utilisation des coefficients de comportement pour traduire les incursions des matériaux dans leur domaine de comportement plastique est tout à fait acceptable. Elle constitue d'ailleurs la méthode de dimensionnement sismique la plus répandue puisqu'elle est à la base de la majorité des règlements nationaux et internationaux ; ces mêmes règlements n'imposant une analyse plus poussée que pour des cas bien particuliers. D'un point de vue plus scientifique, la méthode présente cependant des lacunes évidentes

au niveau de la prise en compte de paramètres tels que l'assouplissement structurel, la redistribution des efforts au sein de la structure ou encore le contrôle des déformations dans les zones plastifiées. Il sera donc intéressant dans le cadre de travaux de recherche fondamentale, de compléter le calcul réalisé par des méthodes statiques non-linéaires de type «push-over» ou un calcul non-linéaire dynamique direct, et de comparer les sollicitations obtenues par ces différentes approches analytiques aux efforts qui ont servi à dimensionner l'ouvrage ■

Références

- [1] Ponts courants en zone sismique – Guide de conception Sétra – SNCF.
- [2] Priestley, Seible, Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges – New York : Wiley 1996.
- [3] Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts – Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [4] Eurocode 8 «Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes», ENV 1998-1-1, Comité Européen de normalisation, Bruxelles, 1994.
- [5] Site internet de la DDE 06, <http://www.alpes-maritimes.equipement.gouv.fr/index.htm>.
- [6] «Prise en compte de l'aléa sismique pour la réalisation de l'infrastructure du TGV Méditerranée» – Revue générale des chemins de fer – 0035-3183/99/02/.

Crédit photos : Sétra : figures 1, 4, 5, 6a, 6b, 7, 8, 9, 10, 11, 13, 14, 15 - DDE 06 ETN RN202bis : photos 1a, 1b, 2, 6, 7, 8, figure 16 - JARRET : photo 3, figure 3 - FIP Industriale : photo 4 - Site internet EQiS (nisee.berkeley.edu/eqiis.html) : photo 5 - Priestley et al. [2] : figure 12.



Photo 7 : butée transversale disposée sur la culée C0



Photo 8 : pile P1, chevêtre et bossage pour butée transversale

Les effets de la canicule sur les ponts

Résultats de l'enquête

Les très fortes températures relevées au mois d'août 2003 ont eu des effets importants sur les ouvrages d'art et leurs équipements. Dès la mi-août, trois incidents graves affectant les joints de chaussées avaient déjà été signalés au Sétra. L'un d'entre eux a causé des désordres structurels qui aurait pu avoir des conséquences sur la sécurité des usagers.

Bien que cette situation reste exceptionnelle, le Sétra a décidé d'enquêter auprès des DDE pour évaluer l'ampleur du phénomène, en tirer des enseignements et proposer des mesures de surveillance, de prévention, ainsi qu'une méthodologie de réparation pour les cas les plus graves.

Un questionnaire a été envoyé début septembre aux CDOA, qui ont mobilisé les subdivisions en leur demandant un parcours des itinéraires stratégiques définis dans le cadre des visites continues. Le réseau technique a démontré son efficacité, puisque les réponses nous sont parvenues en moins de trois semaines.

L'objectif de l'enquête était de faire le recensement des défauts apparents affectant principalement les équipements de l'ouvrage (joints de chaussées et de trottoirs, enrobé adjacent, trottoirs et dispositifs de retenue aux extrémités de l'ouvrage et appareils d'appui).

L'enquête a permis de classer les incidents en trois catégories selon leur nature et leur gravité :

- les problèmes mineurs :

Il s'agit de décollements ou de désalignements de bordures de trottoirs, ou de mains courantes consécutifs à leur mise en butée probable au droit des joints de dilatation. Ces désordres, a priori mineurs, peuvent être annonciateurs de désordres plus graves ; ils concernent 30 % des cas signalés.

- les problèmes majeurs :

Ce sont les désordres affectant les joints à revêtement amélioré. Ces joints ont subi un orniéragage qui peut affecter le joint lui-même et l'enrobé adjacent. Ces désordres sont bien connus sur ce type de joint et apparaissent régulièrement en période chaude sous trafic canalisé. La période de canicule n'a fait qu'amplifier une faiblesse de ce type de joint déjà signalée dans les avis techniques. Les bourrelets peuvent être rabotés, mais il ne s'agit que d'une réparation provisoire. Il est à noter que les couches de roulement ont également souffert pendant cette période. Les problèmes majeurs représentent 50 % des cas signalés.

- les désordres graves :

Ces désordres concernent les joints dont des éléments se sont arrachés ou se sont descellés lors de la mise en butée provoquée par la dilatation de la structure.

Les éléments manquants doivent être remplacés rapidement, ou le joint changé s'il est en fin de période de service. En effet pour les joints anciens, l'arrachement d'autres éléments ne peut être exclu sous circulation, mettant en cause la sécurité des usagers.

D'autres désordres affectant les abords des ouvrages ont été signalés. Toutefois ces défauts sont apparus avant le mois d'août et sont plutôt dus à la période de sécheresse. Il s'agit principalement de tassement de remblais ou de murs en retour, de fissuration et d'orniéragage affectant les enrobés sur remblais.

En conclusion, pour les problèmes mineurs ou peu préoccupants, compte tenu du caractère exceptionnel des températures relevées au mois d'août 2003, le Sétra n'a pas décidé de lancer immédiatement une campagne d'investigation complémentaire. Par contre, une surveillance renforcée et une réparation à court terme ont été demandées pour la catégorie des désordres les plus graves.

En ce qui concerne les joints, deux enseignements ont été tirés de cette enquête :

- les ouvrages récents en béton qui n'ont pas encore subi la totalité de leur retrait ou de leur fluage sont à surveiller particulièrement en cas de forte chaleur ;
- l'économie que l'on cherche parfois à réaliser en choisissant un joint de chaussée de soufflé légèrement inférieur à celui donné par un calcul réglementaire n'est vraiment pas une bonne idée.

Enfin, il y aura lieu de rester vigilant sur l'effet à plus long terme de la sécheresse et de ses conséquences prévisibles, comme la baisse des niveaux des nappes et les tassements qui en résulteront.

Gilles Lacoste, Michel Fagnat, Yvon Meuric

Une nouvelle version du programme ST1

Une nouvelle version du programme ST1 (1.11/2.07) vient d'être mise en service sur le réseau interne du Sétra. Elle sera prochainement proposée à l'ensemble des utilisateurs. Le tarif appliqué sera réduit afin de faciliter la mise à niveau, en vue d'une harmonisation des versions diffusées.

Outre la correction des anomalies signalées, cette version permet d'effectuer un calcul de chargement selon l'Eurocode 1 (modèles de chargement 1, 2 et 3). D'autre part les caractéristiques du béton peuvent être calculées selon l'Eurocode 2.

La documentation, mise à jour, sera livrée au format Adobe pdf.

Compte tenu de la capacité des PC actuels, la taille de la mémoire de travail a été portée à 32 Mo au lieu de 16 précédemment.

Contacts :

Jacques Hervé (usage du programme)

tél : 01 46 11 30 33

mél : jacques.herve@equipement.gouv.fr

Alain Le Gall (installation, documentation)

tél : 01 46 11 34 56

mél : alain.legall@equipement.gouv.fr

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Les applications des géosynthétiques	4 au 6 mai 2004
Cycle Formuler les bétons	4 au 6 mai 2004
Conduire un projet de réparation d'ouvrages d'art	10 au 12 mai 2004
Cycle projets de tunnels - 1 ^{er} module : Pilotage des études et conception du génie civil	11 et 12 mai 2004
Remblais et fondations sur sols compressibles	26 au 28 mai 2004
Techniques d'excavation et de soutènement en site urbain	2 et 3 juin 2004
Les dispositifs de retenue de véhicules sur les ponts	8 juin 2004
Le traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques	8 au 11 juin 2004
Aptitude au service des ouvrages : principes et utilisation pratique de la théorie de la fiabilité	22 et 23 juin 2004

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.

Formation ISBA dans le domaine des ouvrages d'art

Règles de construction parasismique- Construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés	4 mai 2004
Conception et calcul des fondations profondes	13 mai 2004
Maintenance des ouvrages en béton	27 mai 2004
Formation Eurocodes : EC0, EC2 Partie 1	9, 10, 23 et 24 juin 2004

Renseignements et programmes détaillés des formations :

FORMISBA - Marseille tél : 04 91 05 46 46 ou site : <http://www.isba.fr/isba>

Publications

Épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes

Guide technique

Réf. 0404 (56 pages) - Prix : 14 euros

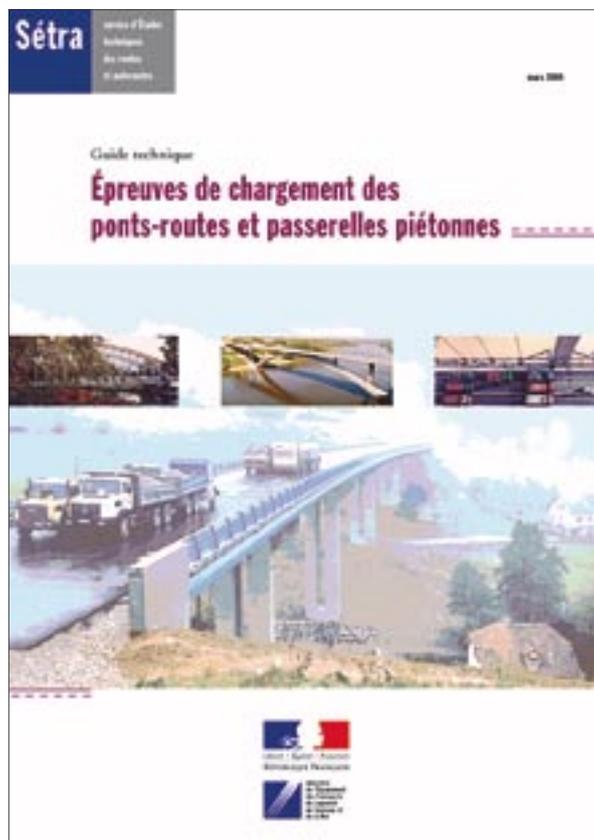
Ce guide est destiné aux maîtres d'ouvrage, aux maîtres d'œuvre, aux ingénieurs des bureaux d'études et des laboratoires qui ont à commander, concevoir, organiser, réaliser, et interpréter les épreuves sous charges des ponts routiers et des passerelles piétonnes.

Il décrit l'ensemble des opérations de préparation, de réalisation et de vérification des essais de chargement qui permettent de s'assurer du bon comportement des ouvrages avant leur réception.

Dans l'attente des prescriptions de l'Eurocode EN 1991-2, les épreuves des ponts-routes sont actuellement réalisées en conformité avec le Fascicule 61 Titre II du Cahier des Prescriptions Communes.

Ce guide a aussi pour objectif de préparer la transition vers l'Eurocode, et de constituer la base d'un document normatif qui l'accompagnera.

Dans cette attente, les prescriptions du présent guide doivent être reprises dans les marchés liant les intervenants au maître d'ouvrage. A cette fin, il comporte des clauses types qui devront être insérées dans les pièces administratives et techniques des marchés d'ingénierie et de travaux.



• 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.

Avis techniques - Étanchéité de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Testudo 4/20	Index France	07-2003	07-2008	FATET03-03
Covipont	Bayer/ Ceri-Serp	07-2003	07-2008	FATET03-04
Aspapont AF	Asten	12-2003	12-200	FATET03-05

Avis techniques - Joints de chaussée de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Ran 50	PCB	01-2003	01-2006	FATJO03-01
GTX 80	RCA	01-2003	01-2008	FATJO03-02
GTX 125	RCA	01-2003	01-2008	FATJO03-03
GTA B2000/30-50	RCA	01-2003	01-2006	FATJO03-04
Éole	Freyssinet France	01-2003	01-2006	FATJO03-05
Cipéc Wd 60	Freyssinet France	11-2003	11-2008	FATJO03-08
Cipéc Wp	Freyssinet France	11-2003	11-2008	FATJO03-09

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

• Note d'information "Ouvrages d'art" n° 24

Propositions d'actions pour le remplacement des joints de chaussée sur ouvrages en service

Réf. F0314 (8 pages) - Gratuit

Les joints de chaussée des ponts routiers constituent un équipement important d'un pont. Leur coût d'entretien reste encore trop élevé et une politique de contrôle de l'entretien et du suivi de l'exécution des chantiers apparaît nécessaire.

Comme les chaussées, la durée de vie de ce produit reste limitée dans le temps, cette durée de vie sera d'autant plus réduite que les conditions de mise en œuvre sous circulation auront été mal maîtrisées et que l'entretien aura été négligé.

L'objet de la présente note d'information est, après un bref rappel de données économiques, de sensibiliser le lecteur sur l'intérêt d'un entretien régulier et préventif des joints de chaussée et d'essayer de programmer les opérations de remise en état en conjugaison avec d'autres opérations d'entretien des ouvrages, afin de limiter la gêne à l'utilisateur et de ne pas attendre une

Ouvrages édités par le LCPC

Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel

Collection Guide technique

Réf. RECDUR - 38 euros - décembre 2003

Ce guide est destiné aux gestionnaires d'ouvrages, confrontés aux conséquences des cycles gel-dégel souvent associés à la présence de sels de déverglaçage sur la durabilité des bétons.

Les recherches et les expérimentations menées en région Rhône-Alpes ont conduit à la mise au point de recommandations régionales diffusées en mars 1992 dans un document intitulé «Recommandations spécifiques à l'élaboration des bétons pour les parties d'ouvrages non protégées des intempéries et soumises à l'action du gel».

Les résultats de recherches plus récentes, les retours d'expérience ainsi que l'évolution des techniques et des normes permettent de présenter aujourd'hui un document plus complet, dont les spécifications sont adaptées à l'environnement des différentes régions françaises.

Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne

Collection Guide technique

Réf. GONFLIN - 23 euros - décembre 2003

Ce guide est destiné aux maîtres d'ouvrage, gestionnaires, maîtres d'œuvre et laboratoires confrontés à des ouvrages en béton suspectés atteints de réactions de gonflement interne. Il définit une méthodologie pour

dégradation qui met en jeu la sécurité de l'utilisateur (quand ce n'est pas la pérennité de la structure) obligeant à des interventions en urgence toujours coûteuses et difficiles à organiser.

L'importance de l'organisation des travaux et du contrôle des chantiers par le réseau technique est également rappelée.

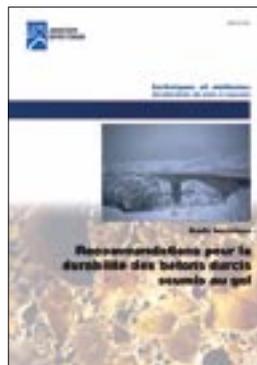
Les notes d'information du Séttra sont désormais publiées et téléchargeables sur les sites internet et i2 du Séttra. Elles sont également disponibles sur cédérom (prix : 16 € ; référence : 0405CD - actualisation annuelle). Leur édition papier est supprimée.

sur internet :

<http://catalogue.setra.equipement.gouv.fr>

sur i2 (réseau intranet du ministère de l'Équipement) :

<http://catalogue.setra.i2>



organiser le suivi des ouvrages, confirmer le diagnostic sur l'origine et la cause des désordres observés, établir un pronostic sur leur évolution probable, et propose des solutions de traitement pour ralentir l'évolution des dégradations.

Valorisation des bétons à hautes performances dans les piles et pylônes de grande hauteur des ouvrages d'art

Collection Guide technique

Réf. BETPIL - 30 euros - juillet 2003

Rédigé dans le cadre du thème BTHP du projet national BHP 2000, ce guide tire parti d'expériences françaises récentes (viaducs de Verrières ou de Tulle, pont de Normandie...) qui valorisent les bétons à hautes performances dans les ponts comportant des piles ou des pylônes de grande hauteur. Pour ces ouvrages, la spécificité du comportement des BHP (gamme B60-B80) conduit à poser de façon nouvelle les questions du choix du matériau et de son rôle dans la conception. Il s'agit ainsi d'un cas «exemplaire» pour une approche globale de l'ingénierie des ouvrages.

Coordonnées des rédacteurs

Florent Imberty
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 40

François Baudot
CETE de l'Ouest
DOA
Tél : 02 40 12 83 86

Daniel Chaput
CETE de l'Ouest
LRPC d'Angers
Tél : 02 41 79 13 00

Jean-Claude Hippolyte
DDE du Maine-et-Loire
SGI/OA
Tél : 02 41 86 65 23

Cécile Maurel
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 31 93

Denis Davi
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 52

Gilles Lacoste
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 92

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

Yvon Meuric
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 33 22

Jacques Hervé
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 30 33

Alain Le Gall
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 34 56

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

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

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez ce formulaire ci-dessous 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 « Ouvrages d'art » 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 : **P0545** - 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

