

# Ouvrages d'art



Ressources, territoires, habitats et logement  
Énergie et climat  
Prévention des risques

Développement durable  
Infrastructures, transports et mer

**Présent  
pour  
l'avenir**



# SOMMAIRE

Bulletin du Centre  
des Techniques d'Ouvrages d'Art

## *INCIDENTS, RÉPARATIONS*

### **Travaux de mise en sécurité du pont Charles de Gaulle à Besançon**

Christophe Aubagnac, Hervé Cannard,  
Arnold Balliere, Sébastien Bouteille,  
Pascal Gudefin, L. Genty

☛ P. 2

### **Diagnostic et renforcement sismiques du viaduc de Caronte à Martigues**

Aurélie Vivier, Pascal Charles,  
Denis Davi, Jacques Resplendino

☛ P. 13

## *ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN*

### **Analyse des risques appliquée aux buses métalliques**

Jean-Claude Hippolyte, Jacques Billon

☛ P. 26

## *INFORMATIONS BRÈVES*

### **Stages**

☛ P. 34

## *LE KIOSQUE DU SÉTRA*

### **Les dernières publications Ouvrages d'art**

☛ P. 35

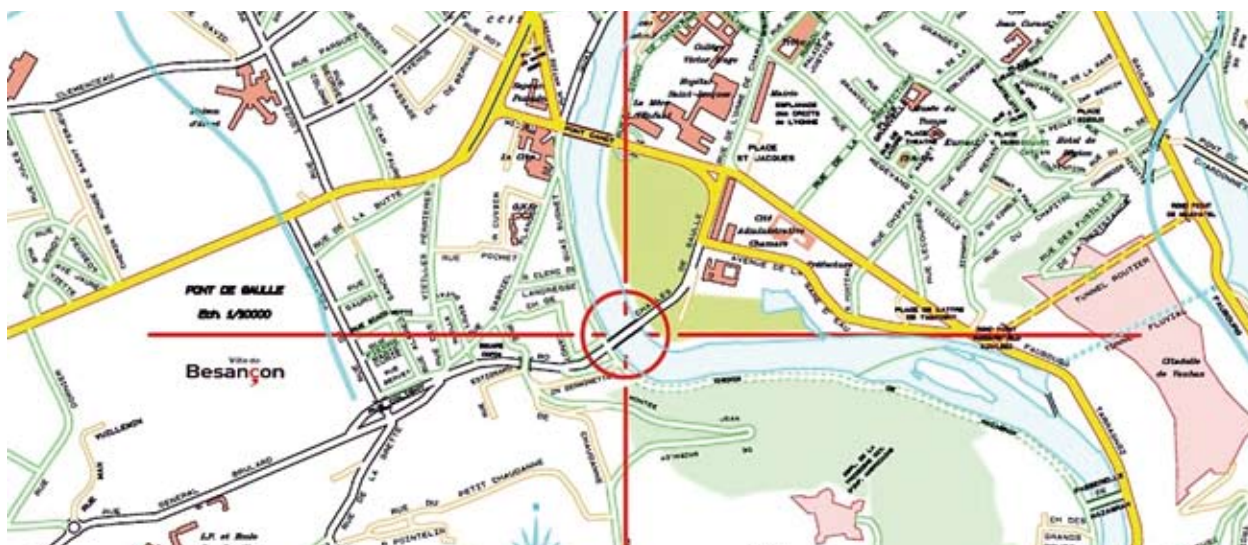
Directeur de la publication : Philippe Redoulez. Comité de rédaction : Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan, Gilles Lacoste (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Bruno Godart (LCPC), Benoit Portier (DRE Paca/SMO), Jean-Loup Castellan (DIRCO/SPT/BOA). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Conception graphique et réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère. 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-095828-0 © Sétra - 2009

# Travaux de mise en sécurité du pont Charles de Gaulle à Besançon

Christophe Aubagnac, Hervé Cannard, Arnold Balliere, Sébastien Bouteille, Pascal Gudefin, L. Genty

*Le présent article concerne les travaux de mise en sécurité du pont Charles de Gaulle à Besançon. Les travaux ont consisté à renforcer les âmes du tablier de la travée centrale de l'ouvrage principal par des bandes de tissus de fibres de carbone. Un renforcement général de l'ouvrage principal par précontrainte extérieure additionnelle est ensuite envisagé, celui-ci devant prendre en compte les contraintes d'un projet de Transport en Commun en Site Propre, de la ville de Besançon.*

*Le diagnostic de l'ouvrage, qui a débuté en 1991 par une première inspection détaillée, le recalcul complet, ainsi que le projet de renforcement ont été réalisés par le CETE de Lyon (Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Autun et Division Ouvrages d'Art). Les travaux de renforcement par tissus de fibres de carbone ont été réalisés fin 2007, début 2008 par l'entreprise Freyssinet (procédé TFC). Ces travaux ont été suivis au titre du contrôle extérieur par le CETE de Lyon, qui a pu apporter son expertise notamment : lors de choix techniques modifiant les éléments initiaux du marché, lors des épreuves de convenance ou encore par l'apport de la thermographie infra-rouge, pour détecter les défauts de collage des tissus de fibres de carbone.*



## Présentation de l'ouvrage

Géré par la ville de Besançon, le pont Charles de Gaulle permet le franchissement du Doubs à Besançon.

Il est constitué de 3 ouvrages indépendants : 2 ouvrages d'accès et un ouvrage principal.

Le tablier de l'ouvrage principal est constitué d'un bi-caisson en béton précontraint construit par encorbellements successifs en 1965.

Les caractéristiques du tablier de l'ouvrage principal sont les suivantes :

- 3 travées continues de portées : 29 m, 54 m et 29 m ;

- largeur totale de 21 m pour une largeur utile de 16 m ;
- circulation de type 2x2 voies en position centrale ;
- hauteur variable : 2,60 m sur piles et 1,115 m à la clé.

Le câblage (précontrainte intérieure au béton) est classique pour l'époque : câblage de fléau redescendant dans les âmes des caissons et câblage de continuité disposé dans le hourdis inférieur.

Principe de désignation des voussoirs : « D » (côté travée centrale) ou « R » (côté travée de rive), numérotation de 0 (voussoir sur pile) à 7 (côté clavage central).

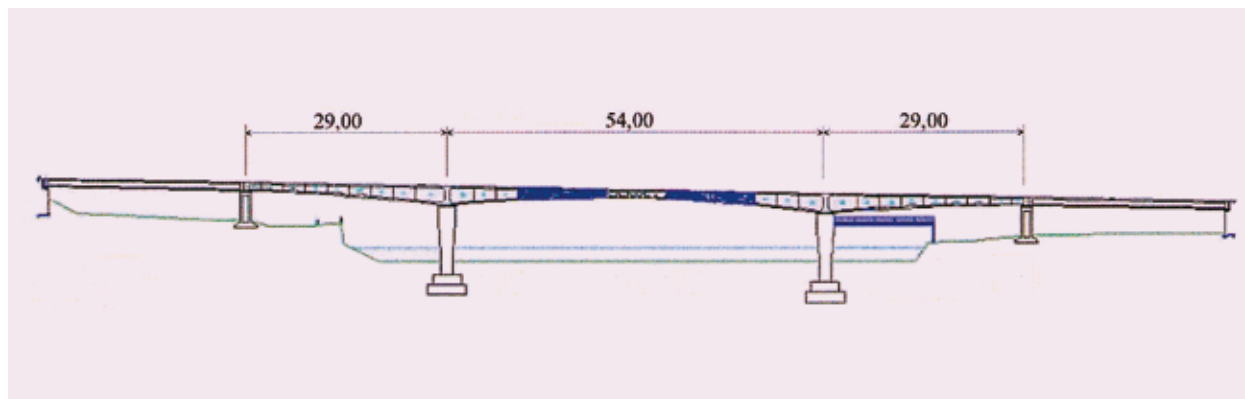


Figure 1 : coupe longitudinale

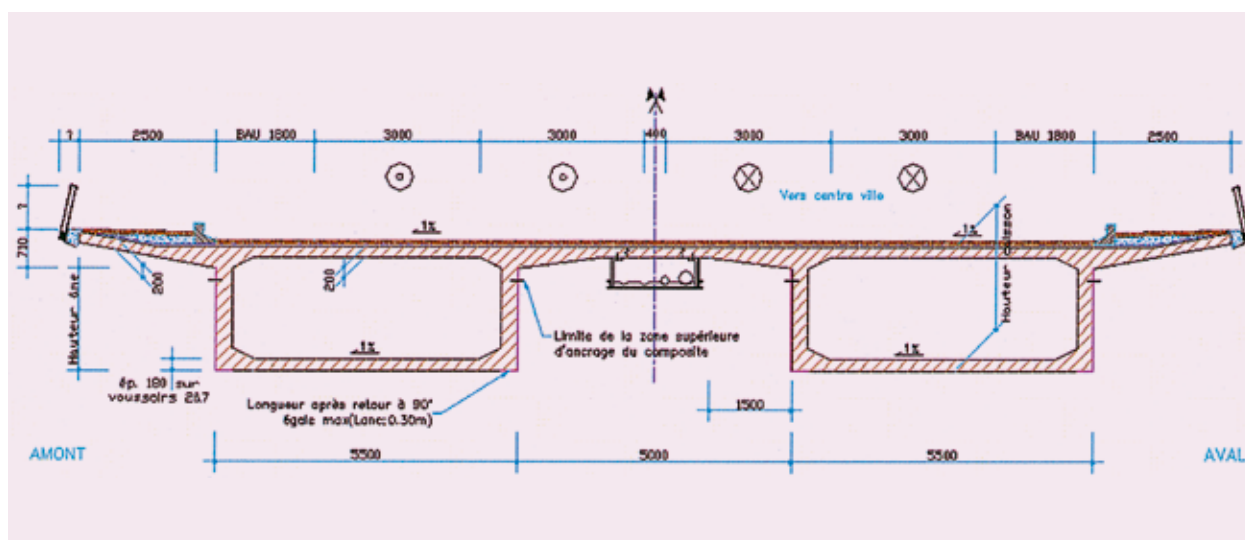


Figure 2 : coupe transversale

## Pathologie, auscultation, diagnostic de l'ouvrage

### Inspections détaillées

Les inspections détaillées de l'ouvrage réalisées par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Autun en 1991, 1996 et 2003 ont mis en évidence :

- une fissuration longitudinale du hourdis inférieur (e max = 1 mm) ;

- une fissuration transversale du hourdis inférieur derrière les ancrages des câbles éclissés les plus longs au droit du joint entre les voussoirs D2 et D3 (environ au  $\frac{1}{4}$  de la travée centrale) (ouverture millimétrique) ;
- une fissuration biaise du hourdis inférieur (en « arêtes de poisson ») des voussoirs D3 à D6 du caisson aval (côté rive gauche) et des voussoirs D3 et D4 du caisson amont (côtés rives gauche et droite), qui se prolonge dans les goussets inférieurs et sur les âmes (fissuration essentiellement visible à l'intérieur des caissons).

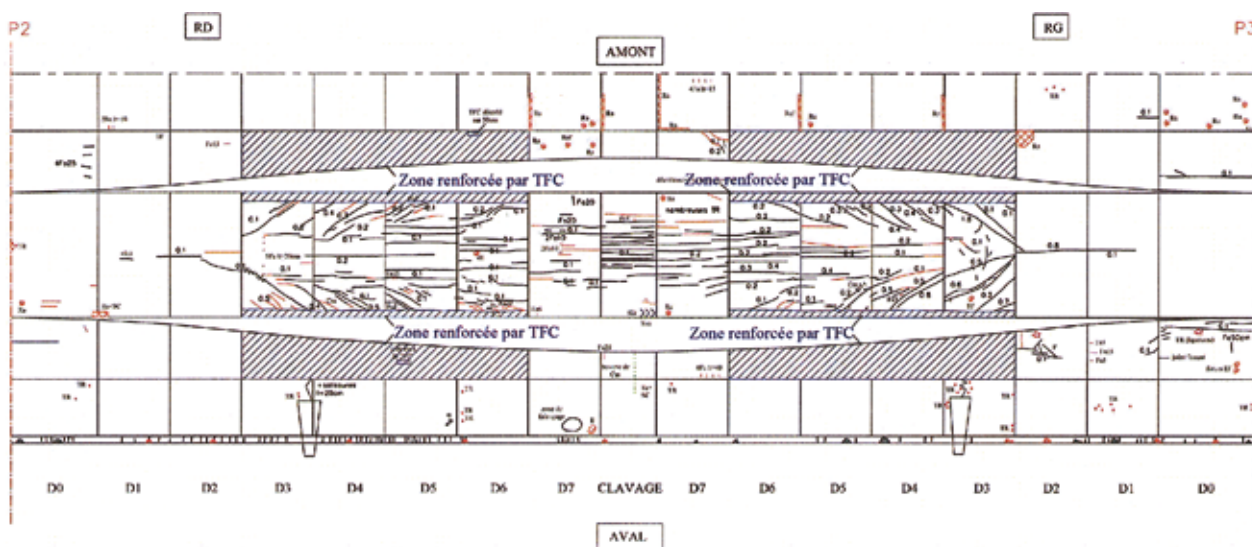


Figure 3 : pont Charles de Gaulle à Besançon sur le Doubs (25) – Relevé des désordres sur face extérieure – Caisson aval - Travée centrale

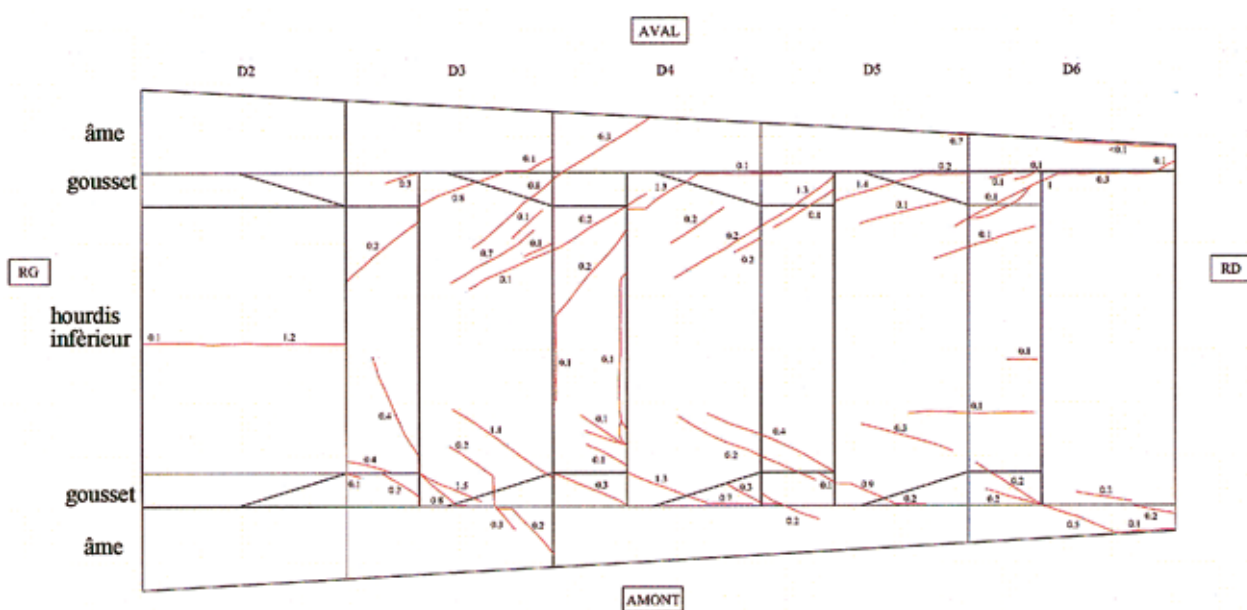


Figure 4 : pont Charles de Gaulle à Besançon sur le Doubs (25) – Zoom sur caisson aval – Travée centrale - Côté

## Épreuve de chargement et suivi métrologique

En 1995, des mesures de souffle ont été réalisées sur le joint entre voussoirs D2 et D3 des deux caissons du tablier, au passage d'un convoi sur l'ouvrage principal. Une ouverture anormale des joints a été enregistrée pour les deux caissons. Cette anomalie étant plus grave sur le caisson aval (en particulier pour sa partie amont) avec le constat d'un joint complètement décomprimé sous le passage de 4 camions de 26 tonnes (avec des variations d'ouverture totale de 150 microns).

En 1996, le joint incriminé du caisson aval a été équipé de capteurs de déplacement et de température. Des enregistrements réguliers ont permis un suivi de cette zone pathologique.

Les mesures sont apparues très dispersées et se corrélant mal avec les gradients thermiques verticaux (écarts de près de 250 microns pour une même température: influence possible du trafic sur les mesures, d'un gradient thermique transversal...).

À la demande de la ville de Besançon, un bilan du suivi métrologique a été réalisé en décembre 2006.

D'une manière générale, on a constaté peu d'évolution sur l'amplitude du souffle entre 1996 et 2005. Seul le capteur situé du côté amont du hourdis inférieur a connu une évolution sensible entre 1996 et 2001 de la variation du souffle dans le sens de l'ouverture (+197 microns), puis peu d'évolution entre 2001 et 2005.

On a en outre pu constater que les variations les plus marquées du souffle, comprises entre 600 et 700 microns, ne constituaient pas des phénomènes isolés mais apparaissaient avec une certaine répétitivité.

## Gammagraphie

Une radiographie gamma des câbles de précontrainte a été réalisée en février 1996 par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lyon. Les câbles de fléau situés dans les âmes ont montré une très mauvaise qualité de la protection au coulis de ciment, principalement pour le tablier aval. Par contre, aucune anomalie flagrante telle détension ou rupture de fils n'a été constatée. Les câbles de continuité ne présentent pas de défaut de remplissage.

## Recalcul de l'ouvrage

L'ouvrage a été dimensionné conformément à la circulaire n°141 du 26 octobre 1953.

Début 2000, la Division Ouvrages d'Art du CETE de Lyon a procédé au recalcul du tablier en flexion longitudinale au moyen du logiciel PCP. Les fissures transversales constatées (joint de voussoir D2/D3) ont été expliquées par les effets d'entraînement à l'arrière des bossages d'ancrage.

Suite à ce recalcul un principe de réparation a été proposé comprenant :

- un renforcement longitudinal par précontrainte extérieure en travée centrale ;
- la mise en œuvre d'une précontrainte transversale après injection des fissures longitudinales et en arêtes de poisson.

Suite à la demande de la ville de Besançon de préciser le niveau de sécurité actuel offert par l'ouvrage, la DOA a réalisé fin 2006 un calcul complémentaire de diffusion de précontrainte pour les voussoirs D3 à D6 du caisson aval (côté rive gauche) portant à la fois sur le hourdis inférieur et les âmes d'épaisseur 0,30 m, après relevé précis de l'inclinaison des fissures. On a alors pu constater que :

- les contraintes de cisaillement obtenues dans le hourdis inférieur dépassaient légèrement, mais de façon quasi systématique y compris dans l'état à vide, les limites proposées par le BPEL 91 révisé 99 ;
- les contraintes de cisaillement dans les âmes étaient également excessives dans la quasi-totalité des cas ;
- la section d'armatures transversales assurant la couture du hourdis inférieur était largement sous-dimensionnée et ce, quelque soit la combinaison envisagée: taux de travail théorique de ces aciers passifs supérieur à la limite élastique ;
- la section des armatures de couture dans les âmes était également insuffisante (dépassement dès l'ELS quasi-permanent pour le voussoir D3, dépassement dès l'ELS fréquent pour les voussoirs D4 et D5).

## Synthèse du diagnostic de l'ouvrage

De manière générale, les calculs locaux réalisés sont cohérents par rapport à l'état de fissuration constaté dans l'ouvrage et montrent une insuffisance très importante des aciers de couture tant pour le hourdis inférieur que pour les âmes des voussoirs D3 à D6, en particulier pour le voussoir D3.

La fissure transversale du hourdis inférieur située entre les voussoirs D2 et D3 est liée, d'une part à la non prise en compte du gradient thermique, seul cas de charge générant un moment important dans cette zone, et d'autre part à l'absence de continuité de la précontrainte dans le hourdis inférieur : arrêt de la totalité des câbles de précontrainte dans le voussoir D3 (aucun câble prolongé jusqu'aux piles en travée centrale).

Les fissures en arête de poisson, typiques des phénomènes d'entraînement-diffusion des ancrages de précontrainte, ont été induites par une faiblesse du ferrailage issue du règlement de l'époque pour ce qui concerne leur naissance au niveau du hourdis inférieur. Leur propagation dans les âmes a été largement favorisée par un dépassement des contraintes tangentielles

admissibles calculées selon le BPEL 91 révisé 99, et une insuffisance de ferrailage vis à vis de l'effort tranchant.

Les fissures longitudinales sont liées au phénomène de poussées au vide.

Ainsi, le peu d'évolution de l'état pathologique de l'ouvrage au cours des dernières années ne peut s'expliquer que par son faible taux de sollicitations résultant d'un trafic modéré de véhicules légers et de bus (limitation de tonnage « officielle » à 15 tonnes).

La symétrie rive droite - rive gauche des remontées dans les âmes des fissures inclinées entre 35 et 40° (jusqu'au hourdis supérieur pour l'intérieur du caisson aval en rive droite) pouvait cependant présenter avant les travaux de mise en sécurité de l'ouvrage, un fonctionnement de type « cantilever inversé » pour la zone située entre les voussoirs D3 de la partie centrale (figures 5 et 6).

Il a donc été fortement recommandé à la ville de Besançon :

- de mettre en œuvre rapidement un confortement de première phase par collage de matériaux composites, visant à couvrir les âmes au droit des zones fissurées (faisabilité vérifiée) figure 7 ;
- de compléter à moyen terme par un renforcement global par précontrainte longitudinale de la travée centrale et par la mise en œuvre d'armatures passives ou actives dans le hourdis inférieur au droit des zones fissurées.

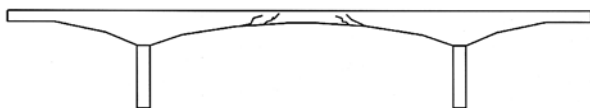


Figure 5 : fissuration de la travée centrale

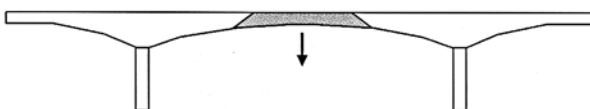


Figure 6 : rupture en « cantilever inversé »



Photo 1 : état initial : béton peint au niveau des faces extérieures des âmes, quelques éclats sur fers apparents corrodés – Source : LRPC d'Autun

## Projet de réparation pour une mise en sécurité de l'ouvrage

La décision d'exécuter une réparation de première phase pour une mise en sécurité de l'ouvrage a résulté des points suivants :

- le diagnostic a montré le sous-dimensionnement de l'ouvrage, avec la crainte d'une rupture fragile de la travée centrale ;
- constat que la limitation de tonnage de 15 tonnes sur l'ouvrage n'était pas respectée (passage de bus dans les 2 sens de circulation, 2 bus pouvant se trouver en même temps sur la travée centrale) ;
- projet à moyen terme de Transport en Commun en Site Propre de la ville de Besançon devant emprunter l'ouvrage, ne permettant pas d'étudier rapidement une solution de réparation-renforcement définitive.

Le projet de confortement de première phase par collage de matériaux composites prévoyait de renforcer les 2 zones symétriques fissurées de la travée centrale pour chacun des 2 caissons, soit 4 zones de 4 voussoirs.

Il s'appuyait sur les choix suivants :

- renforcement par l'extérieur, en raison des difficultés d'accessibilité à l'intérieur des caissons (l'accès se fait par des trappes réalisées dans le hourdis inférieur des caissons en travée rive gauche, à proximité de la pile P4 ; il est délicat de franchir les entretoises transversales de renfort positionnées à la clé de la travée centrale: hauteur libre de passage inférieure à 35 cm), de la localisation des fissures d'âmes principalement à l'intérieur des caissons et de la mauvaise qualité de finition des parements béton intérieurs ;
- renforcement limité aux âmes avec retours inférieurs courts (0,30 m) sur le hourdis inférieur, pour ne pas avoir à traiter, en première phase de travaux, la fissuration du hourdis inférieur ;
- bandes de tissus de fibres de carbone perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'ouvrage, devant reprendre la

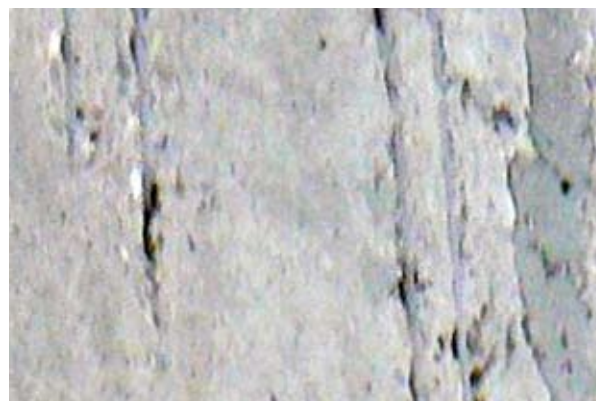


Photo 2 : défauts de surface du béton – Source : LRPC d'Autun



totalité de l'effort tranchant (RDM et diffusion) en négligeant, le béton et les armatures de béton armé en place.

## Travaux

Les travaux de renforcement de la travée centrale de l'ouvrage se sont déroulés du 12 novembre au 28 décembre 2007 puis du 7 janvier au 1er février 2008 (11 semaines dont 8 semaines de travaux hors installation de chantier, montage de l'échafaudage, démontage de l'échafaudage et repli).

Ils ont été exécutés par l'entreprise Freyssinet, région Rhône Alpes, au moyen du procédé TFC : colle époxyde bi-composant Eponal et tissu bidirectionnel de fibres de carbone SOFICAR dont les caractéristiques du tissu imprégné ont une épaisseur moyenne de 0,48 mm, un module de 105 GPa dans le sens principal de sollicitation et une contrainte de traction à rupture de 1 700 MPa.

La maîtrise d'œuvre des travaux a été réalisée par la Direction Voirie Infrastructures de la ville de Besançon, avec l'assistance technique du CETE de Lyon.



Figure 7 : principe de renforcement

Le montant total des travaux s'est élevé à 146 K€ HT (174 K€ TTC), dont 32 K€ HT pour les échafaudages et 70 K€ HT pour le renforcement par matériaux composites.

### Études d'exécution - Dimensionnement

Compte tenu des efforts à reprendre par le renfort composite au niveau des voussoirs D4 et D5 et du

cahier des charges du procédé TFC, il est vite apparu qu'il était indispensable de prévoir des ancrages mécaniques supérieurs ; l'entreprise a proposé des plats métalliques ancrés dans le béton au moyen de chevilles.

Le renforcement composite est ainsi composé de 1 à 2 couches de TFC par voussoir.

### Phasage d'exécution et gestion de la circulation sur l'ouvrage d'art

Les contraintes fixées au CCTP étaient les suivantes :

- circulation maintenue sur l'ouvrage pendant toute la durée des travaux ;
- phasage transversal permettant de renforcer un caisson en ayant reporté la circulation sur l'autre ;
- renforcement du caisson aval, le plus dégradé, en premier ;
- la poussière dégagée par la préparation du support ne doit pas venir polluer le poste de collage.

L'entreprise Freyssinet a proposé le phasage des travaux suivant, qui respectait ces contraintes :

- phase 1 : sablage, chanfreinage des arrêtes inférieures, réparation de surface sur les 2 caissons en zones Rive Droite puis Rive Gauche ; basculement de circulation côté amont ;
- phase 2 : exécution des percements pour l'ancrage supérieur sur les 2 caissons et collage du TFC sur le caisson aval en zone Rive Droite ;
- phase 3 : idem en zone Rive Gauche ; basculement de circulation côté aval ;
- phase 4 : pose des plats métalliques sur le caisson aval et renforcement (collage TFC et pose des plats métalliques) du caisson amont en Rive Gauche ;
- phase 5 : idem en zone Rive Droite ;
- phase 6 : mise en peinture du renforcement en Rive Droite puis Rive Gauche (protection anti-UV et esthétique).



Photos 3 et 4 : préparation des surfaces par sablage à sec (dont élimination du revêtement de peinture sur les âmes extérieures du caisson) – Source : LRPC d'Autun



Photo 5 : chanfreinage des arêtes inférieures des caissons par meulage pour former un congé d'au moins 1 cm de côté- Source : LRPC d'Autun

### Échafaudage de travail (ouvrage provisoire de deuxième catégorie)

Les contraintes du projet étaient relatives à la présence des larges trottoirs sur l'ouvrage (largeur 2,50 m) et à la limitation de charge sur les encorbellements (3,5 tonnes ou 450 kg/m<sup>2</sup>) et sur l'ouvrage (15 tonnes).

L'entreprise a fait le choix d'un échafaudage suspendu de type « peintre », roulant sur des rails disposés sur les trottoirs (déplacement manuel au moyen de tireforts). La largeur de cet échafaudage correspondait à celle du tablier, pour une longueur de 3 m (ie: un seul voussoir). Ce choix « économique » était également lié à la hauteur fortement variable des caissons. Cet échafaudage était accompagné d'un dispositif de protection et de récupération des résidus et gravats (interdiction de tout rejet dans le Doubs).

Ces dispositions se sont révélées problématiques lorsqu'il s'est agi de confiner et de chauffer la zone de collage par températures froides ; en effet la longueur réduite de 3 m ne permettait pas d'assurer le maintien en température (> 5 °C) du voussoir précédemment renforcé pendant la polymérisation de la résine.

### Températures froides

Le démarrage des travaux, fin octobre 2007, a eu lieu dans un contexte de températures clémentes.

Le prolongement de la durée des travaux, initialement prévue de 5 semaines, a obligé l'entreprise à se prémunir contre les températures froides.

Pour respecter la spécification du cahier des charges du TFC d'une température minimale ambiante et du support de + 5 °C pendant toute la durée de polymérisation de la résine, l'entreprise a dû prévoir un confinement partiel de la zone de travail et avoir recours à des dispositifs de chauffage (turbine chauffante au fioul et soufflant électrique).



Photo 6 : réparation de surface du béton – Source : LRPC d'Autun

On a cependant pu s'apercevoir grâce au suivi réalisé par thermohygromètre enregistreur et aux contrôles de température de surface, que l'efficacité des 2 systèmes de chauffage n'était pas équivalente, et qu'il pouvait être difficile de respecter la température minimale en partie inférieure des âmes des caissons, par exemple, pour une température ambiante de 5 à 6 °C hors zone de confinement, on a mesuré de 10 à 25 °C (bas - haut) sur la zone confinée chauffée au fioul, de 7 à 12 °C (bas - haut) sur la zone équipée du chauffage électrique (peu efficace) pour des température de surface de 9 à 11 °C.

Le suivi de la Dureté shore D de la résine réalisé par le LRPC d'Autun a d'ailleurs mis en évidence des valeurs faibles, comprises entre 60 et 70 après un mois de conservation des échantillons sur la culée de l'ouvrage (à 20 °C, on est normalement > 70 à 24 heures).

### Ancrages supérieurs des lés de TFC

L'exécution des ancrages supérieurs des lés de TFC, au moyen de plaques métalliques chevillées dans le béton des âmes, a été la source des principales difficultés du chantier et du dérapage des délais d'exécution.

Le phasage des travaux correspondant consistait en effet à :

- planter les chevilles, en repérant la position des câbles de précontrainte et armatures de béton armé ;
- percer les âmes du caisson et nettoyer les trous par soufflage ;
- réaliser des gabarits pour le perçage des plats métalliques ;
- mettre en œuvre les lés de TFC en prévoyant :
  - des réservations au moyen de carton au sein du tissu, afin d'écarter les fibres pour la future mise en œuvre des chevilles ;
  - de ne pas imprégner la partie supérieure des lés destinée à venir recouvrir le plat métallique d'ancrage ;



Photo 7 : vue de l'échafaudage mobile et du confinement de la zone de travail – Source : LRPC d'Autun



Photo 8 : chauffage de la zone de travail – Source : LRPC d'Autun



Photo 9 : forage aux emplacements des chevilles de fixation des plats métalliques – Source : LRPC d'Autun



Photo 10 : réalisation d'un gabarit destiné au perçage des plats métalliques – Source : LRPC d'Autun



Photos 11 et 11a : application de la première couche de résine – Source : LRPC d'Autun



Photo 12 : pose de la première couche de TFC – Source : LRPC d'Autun



Photo 13 : marouflage du TFC – Source : LRPC d'Autun

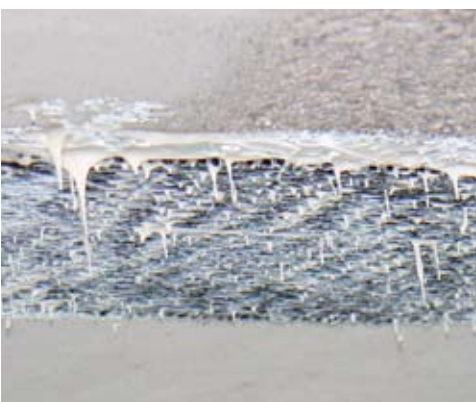


Photo 14 : reflux de la résine après marouflage – Source : LRPC d'Autun



Photo 15 : application de la couche de résine de fermeture – Source : LRPC d'Autun



Photo 16 : mise en place des plats métalliques – Source : LRPC d'Autun



Photo 17 : rabat et collage des surlongueurs des lés de TFC – Source : LRPC d'Autun



Photo 18 : collage d'une couche longitudinale supplémentaire de TFC de protection des plats – Source : LRPC d'Autun

- mettre en œuvre les plats métalliques, avec exécution d'un retour du TFC (retour théorique de 18 cm) afin d'améliorer l'ancrage et la protection anticorrosion des plats ;

Pour remédier à quelques erreurs dans la découpe des lés (découpes trop courtes), une bande horizontale supplémentaire de TFC a même été collée sur les plats métalliques.

### Participation au contrôle extérieur des travaux, quelques aspects

L'assistance technique du CETE de Lyon a consisté en :

- l'établissement d'avis sur les notes de calculs, PAQ et procédures d'exécution ;
- la participation à la réception contradictoire des supports béton ;
- la participation à l'épreuve de convenance de mise en œuvre des composites collés ;
- la participation aux réunions hebdomadaires de chantier et contrôle de la mise en œuvre des renforts



Photo 19 : préparation d'un essai de traction sur béton  
Source : LRPC d'Autun



Photo 20 : exécution de traction sur béton (carottage à l'eau)  
Source : LRPC d'Autun

composites (vérification de l'application du PAQ et surveillance du contrôle interne) ;

- la participation par sondages à la levée du point d'arrêt « réception des renforts collés » par contrôle à la caméra Infra Rouge.

### L'épreuve de convenance

Elle prévoyait notamment des essais de cohésion superficielle du béton (essai de traction directe NF P 18-852), mis à la charge de l'entreprise dans le marché.

Il a pu être mis en évidence lors de ces essais l'importance du respect des modes opératoires et exigences sur les matériels.

### L'apport de la thermographie infra rouge TIR

Le CETE de Lyon mène depuis quelques années des travaux dans le Réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées pour préciser la démarche et les procédures de contrôle extérieur dans le cadre de travaux de réparation ou de renforcement par collage de composites. Ces travaux ont notamment porté sur la détection des défauts de collage par thermographie infra rouge.

Rappelons qu'une caméra infrarouge est sensible à l'énergie rayonnée par la surface observée, supposée être à l'équilibre thermique local, et qu'elle reflète donc un phénomène de transfert de chaleur.

Pour la détection des défauts de collage des composites, on utilise la thermographie « active » qui consiste à chauffer le parement observé au moyen d'une source artificielle assurant une sollicitation thermique uniforme de la zone d'étude et de puissance suffisante pour rendre négligeable l'influence des conditions initiales.

On impose ainsi un flux thermique orienté depuis l'extérieur vers l'intérieur de la structure.

La présence d'un défaut de collage (lame d'air) sous un renfort composite augmente localement la résistance thermique et crée une hétérogénéité dans la diffusion du flux thermique : elle induit alors une élévation de la température de surface.

Les contrôles réalisés ont permis d'améliorer la procédure de mise en œuvre des renforts, en réalisant par exemple un second marouflage des lés de TFC dans la zone située au niveau de la périphérie des arrêtes inférieures des caissons pour éviter la tendance au décollement. En effet, le contrôle par TIR pouvant être réalisé avant réticulation de la résine, un traitement approprié des défauts constatés peut alors être mis en œuvre.

La thermographie infra rouge a également été utilisée pour apprécier la conformité de l'enrobage des fibres de tissu après application de la couche de fermeture de résine.

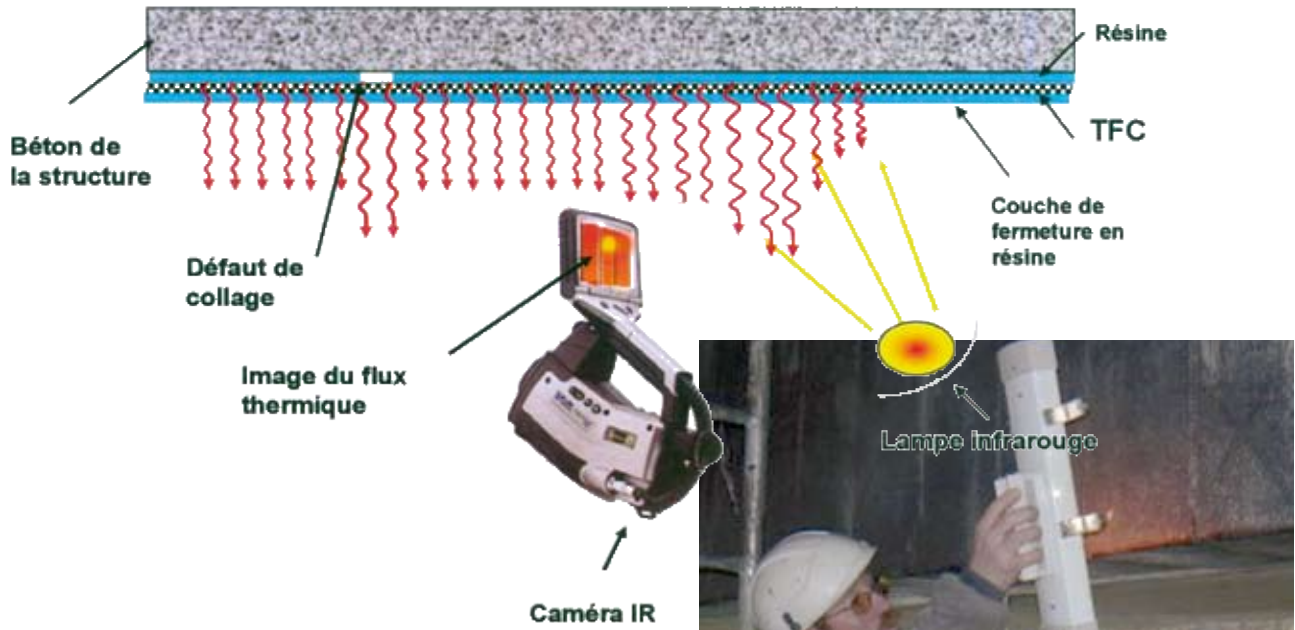


Figure 6 : schéma du principe de contrôle du collage par thermographie infra-rouge



Photos 21 : sollicitation thermique – Source : LRPC d'Autun

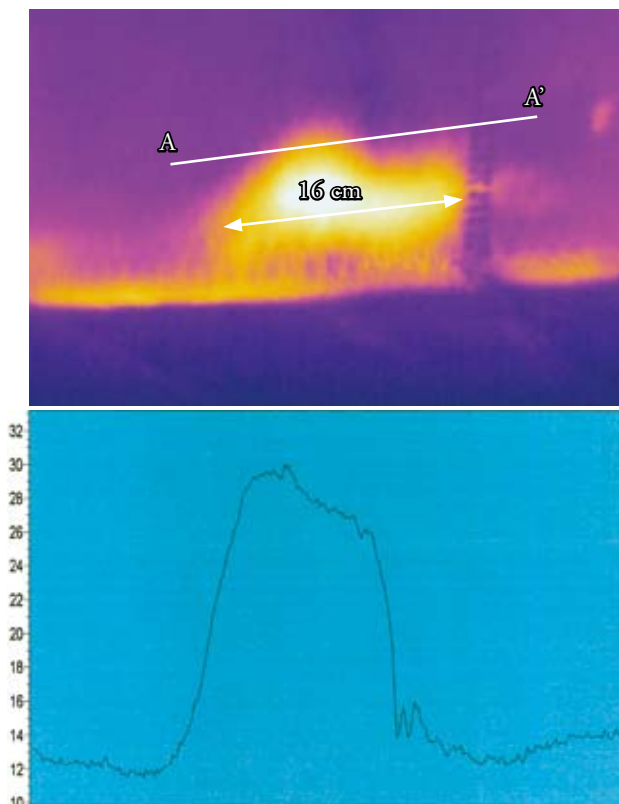


Photo 22 : défaut de collage du tissu en fibre de carbone et profil de température A A' après sollicitation thermique à la rampe chauffante  
Source : LRPC d'Autun

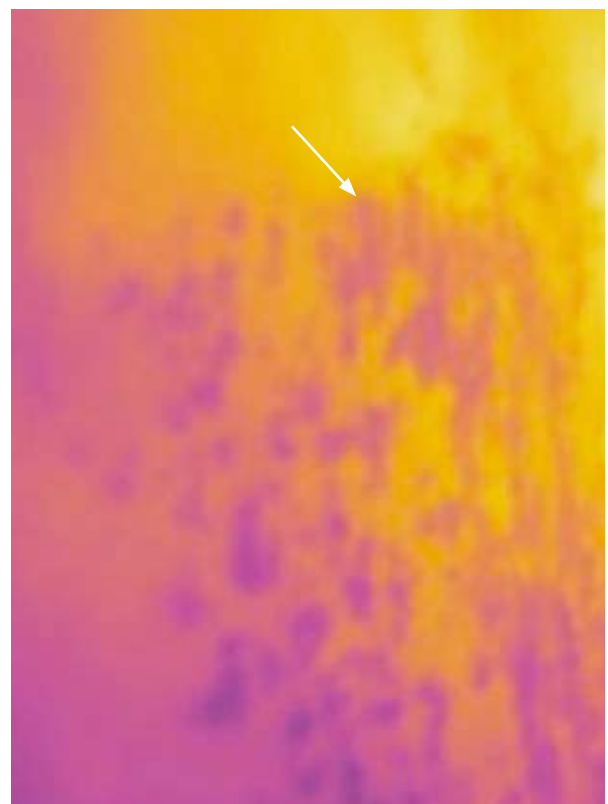


Photo 23 : défaut d'enrobage superficiel du tissu en fibre de carbone. Après sollicitation à la rampe chauffante, les fibres de TFC insuffisamment enrobées se refroidissent plus rapidement (couleur plus foncée sur l'image) – Source : LRPC d'Autun

## Suites et perspectives

### Travaux futurs sur l'ouvrage

La ville de Besançon est en cours de réflexion sur la mise en place d'un projet de Transport Commun en Site Propre qui emprunterait le pont Charles de Gaulle.

En fonction de l'avancement de ce projet, qui induirait de nouvelles charges sur l'ouvrage, une étude est envisagée en 2009 ou 2010. Cette étude devrait intégrer le renforcement global de la travée centrale par précontrainte longitudinale extérieure additionnelle ainsi que par la mise en œuvre d'armatures passives ou actives dans le hourdis inférieur au droit des zones fissurées, dans une perspective de travaux dès 2010 ou 2011.

Le LRPC d'Autun est impliqué dans des travaux de recherche pilotés par le LCPC, sur la thématique de la durabilité des renforcements par composites collés.

La ville de Besançon a accepté la proposition du LR Autun, de constituer sur l'ouvrage une zone témoin dédiée au suivi de vieillissement (outre la réalisation d'échantillons témoin de composites, conservés dans l'ouvrage).

Cette zone a été constituée en intrados du caisson aval, à proximité de la pile Rive Gauche et de l'accès à l'intérieur du caisson, zone accessible au moyen d'une estacade fixe.

Il est prévu sur cette zone, pendant la durée des opérations de recherche, un suivi annuel, consistant en :

- la réalisation d'essais de traction ;
- la réalisation de prélèvements pour mesures de la température de transition vitreuse  $T_g$  de l'adhésif, qui est un indicateur de vieillissement ;
- la détection et le suivi des défauts éventuels de collage (sondages au maillet et thermographie infra rouge) ■



Photo 24 : préparation d'un essai de traction sur composite collé  
– Source : LRPC d'Autun



Photo 25 : essai de traction sur composite collé – Source : LRPC d'Autun



Photo 26 : résultat d'un essai de traction sur composite collé  
Source : LRPC d'Autun



Photo 27 : chantier terminé – Source : LRPC d'Autun

# Diagnostic et renforcement sismiques du viaduc de Caronte à Martigues

Aurélie Vivier, Pascal Charles, Denis Davi, Jacques Resplendino



Figure 1 : localisation du viaduc

## Introduction

Le viaduc de Caronte se situe sur l'Autoroute A55, au niveau de la commune de Martigues. Il permet de franchir la passe de Caronte, à l'embouchure de l'étang de Berre. Il se compose d'un ouvrage métallique principal à béquilles et de quatre viaducs d'accès en béton précontraint.

L'ouvrage a été conçu entre 1967 et 1968, puis construit entre 1969 et 1972.

Depuis sa mise en service, le viaduc a fait l'objet d'un certain nombre d'investigations relatives aux désordres constatés sur les viaducs d'accès en béton précontraint notamment. Les principaux désordres observés sont des fissures au niveau des joints de couplage, et la dégradation des dispositifs anti-

sismiques (arrachement des ancrages sous l'effet des déformations induites par les charges de trafic). Des études et inspections complémentaires ont conduit à l'élaboration d'un avant projet de réparation, rédigé par le CETE Méditerranée, en juillet 2003, qui consistait notamment en une injection des fissures et une réfection des parements, un renforcement des viaducs d'accès par précontrainte extérieure, une reprise des dispositifs d'accès, une réfection des superstructures et équipements, un remplacement des appareils d'appui, et une mise en conformité sismique. En mars 2004, le Sétra émet un avis sur l'APROA, en préconisant quelques approfondissements, notamment sur la mise en conformité sismique.

Cet article présente les études complémentaires de diagnostic et d'optimisation du renforcement parasismique menées conjointement par le Sétra et le CETE Méditerranée entre 2006 et 2008 pour compléter l'APROA de 2003.

## Description de l'ouvrage

Le viaduc de Caronte se compose :

- d'un ouvrage principal métallique à bécilles de 300 m de long (85 m - 130 m - 85 m) et 29,90 m de large. Son tablier est de type caisson orthotrope ;
- de quatre viaducs d'accès à tablier bi-nervurés en béton précontraint (deux viaducs parallèles sur chaque rive, au nord de 259,50 m de long, et au sud de 314,50 m de long).

Ces ouvrages s'appuient :

- sur des piles-culées de section en I communes à l'ouvrage métallique principal et aux viaducs d'accès en béton. Elles sont fondées sur pieux ;

- sur des culées creuses d'extrémité, fondées sur radier et équipées de bèches ;
- sur des piles intermédiaires de section en I de hauteur variables de 23,85 m à 41,91 m, fondées sur semelles ou pieux ;
- sur des bécilles en caisson orthotrope pour l'ouvrage métallique.

Le sol est composé de marnes et de limons. Les marnes, situées à une profondeur très variable, possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques. Elles sont surmontées d'une couche de limons et sables, potentiellement liquéfiable et de caractéristiques mécaniques médiocres, de part et d'autre de la passe de Caronte.

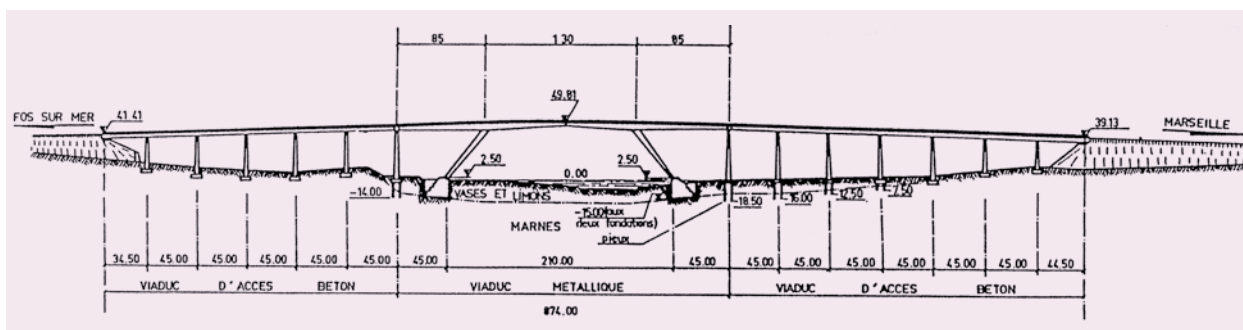


Figure 2 : coupe longitudinale - Vue depuis l'ouest – Source : CETE Méditerranée



Photo 1 : vue des deux viaducs d'accès en béton et du tablier métal – Source : Denis Davi (CETE Méditerranée)



## Conception parasismique d'origine

Le Viaduc de Caronte a été conçu avant l'application des premières règles de conception parasismique françaises (règles PS 69). Néanmoins, lors de sa conception, l'Institut de Physique du Globe de Strasbourg avait estimé prudent de tenir compte d'une accélération sismique horizontale de  $0,1g$  dans les calculs. La stabilité de la structure a donc été assurée sous efforts horizontaux (longitudinaux et transversaux) équivalents au  $1/10^e$  du poids propre de l'ouvrage.

Sous séisme longitudinal, la conception d'origine consistait à reprendre l'effort horizontal par une seule culée sous chaque sens de sollicitation. Au droit de chaque culée, deux appareils d'appui verticaux en caoutchouc fretté disposés verticalement en butée ainsi que deux liaisons béton/béton frottantes (figure 3), devaient reprendre alternativement (selon le sens de sollicitation) la totalité de l'effort horizontal engendré par l'accélération sismique. Les appareils d'appui verticaux sont placés dans des engravures au niveau du mur de culée (figure 3, détail 1). Lors d'un déplacement du tablier, celui-ci vient en appui sur le néoprène. Les liaisons béton/béton, consistent en un bossage arrondi au niveau de la culée sur lequel vient reposer directement le tablier en béton (figure 3, détail 2). Le frottement béton sur béton entre le bossage et le tablier devait permettre de reprendre une partie de l'effort sismique et assurer le point fixe en statique.

De plus, en statique, il était nécessaire de permettre les déformations lentes (retrait, effets thermiques) des viaducs d'accès en béton précontraint et de l'ouvrage métallique. Par contre, les viaducs béton et l'ouvrage métallique devaient être liés lors d'un mouvement sismique (déplacements rapides) pour transmettre l'intégralité des efforts. Des connecteurs dynamiques avaient donc été prévus. Ces connecteurs sont en fait des vérins hydrauliques qui contrôlent les déplacements par la circulation lente d'un fluide au travers d'un système d'orifice. Ce dispositif permet donc le libre déplacement lors des mouvements lents mais assure un blocage lors des mouvements rapides (le fluide ne pouvant circuler assez vite, le vérin devient un dispositif rigide et transmet l'intégralité des efforts).

La liaison dans le sens longitudinal entre les pieds des béquilles de l'ouvrage métallique et les massifs de fondation est assurée au moyen d'une articulation (photo 2).

Sous séisme transversal, la stabilité des piles avait été vérifiée en leur appliquant en tête un effort horizontal transversal égal au  $1/10^e$  de la réaction d'appui. Aucun dispositif de blocage de sécurité n'est disposé sur piles

pour prévenir, en cas de séisme majeur, l'échappement transversal du tablier de ses appuis. Le blocage transversal est uniquement assuré par des remontées en béton au niveau de chacune des piles culées ainsi que par la liaison béton/béton (frottement) entre le tablier et le chevêtre au niveau de chaque culée.

La stabilité transversale de l'ouvrage métallique est assurée d'une part par des appareils d'appui métalliques fixes assurant la liaison entre le tablier métallique et les piles culées et d'autre part par un encastrement transversal des béquilles dans les massifs de fondation.

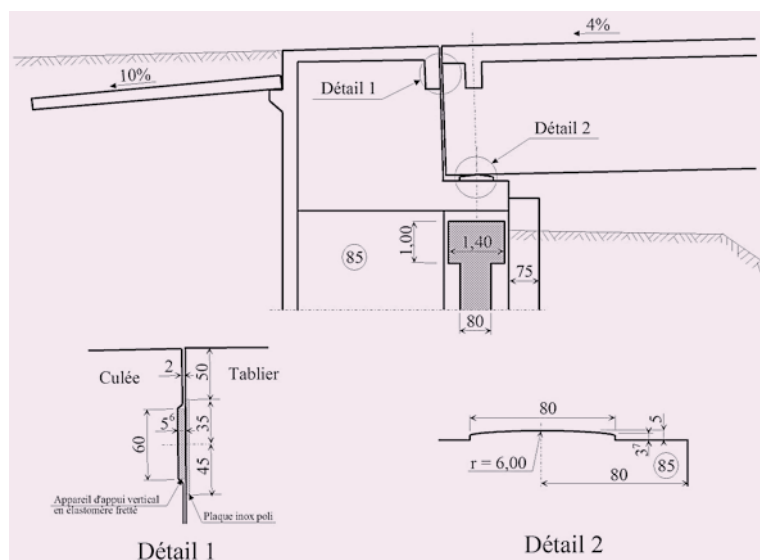


Figure 3 : coupe longitudinale : culée boîte – Source : Setra



Photo 2 : liaison articulation en pied de béquille – Source : Denis Davi (CETE Méditerranée)

## Diagnostic sismique de l'ouvrage

Le diagnostic sismique de l'ouvrage a été effectué lors des études de l'APROA de 2003. Les inspections sur ouvrage ont montré que les connecteurs dynamiques ne peuvent plus jouer leur rôle car leurs supports ont été arrachés à la suite de mouvements de rotation du tablier sous l'effet des charges de trafic (photo 3). Cette détérioration est due à l'encastrement initial des dispositifs d'accroche des connecteurs qui ne permettaient pas les rotations.

Vis-à-vis du séisme longitudinal, la détérioration des connecteurs dynamiques, et l'insuffisance du frottement mobilisable au niveau de la liaison béton/béton en cas de vibrations sismiques (décollement partiel prévisible sous l'effet de la composante verticale notamment), laissent libres les viaducs d'accès en béton. Ils peuvent donc se déplacer longitudinalement, et ce de manière importante. Lors de ces déplacements, les viaducs viendraient alors percuter l'extrémité de l'ouvrage métallique ainsi que les culées, ce qui engendrerait des effets de choc importants. Ces chocs sont susceptibles d'être couplés à un risque d'échappement d'appui sur culée. Même avec une remise en état des connecteurs dynamiques, le fonctionnement dans un seul sens, avec reprise des efforts longitudinaux sur culées par les appareils d'appui verticaux ne semble pas satisfaisante. En effet l'accélération de la masse totale des quatre viaducs béton et de l'ouvrage métallique correspond à des efforts extrêmement importants repris en totalité au droit des nervures du tablier par choc avec la culée. Ces zones ne sont pas confinées, et par ailleurs l'ensemble de la précontrainte filante de l'ouvrage y est ancrée. Les conséquences prévisibles de ces chocs seraient une dégradation de ces zones d'about, aggravée par la répétition des chocs et un risque de détérioration de l'ancrage de la précontrainte.



Photo 3 : connecteur dynamique détérioré – Source : Aurélie Vivier (Sétra)

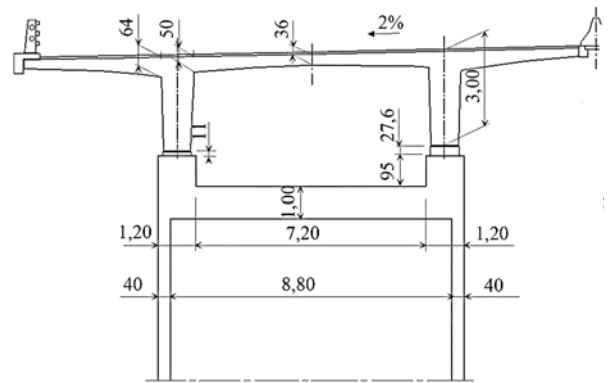


Figure 4 : coupe transversale sur piles courantes de l'ouvrage existant  
Source : Sétra

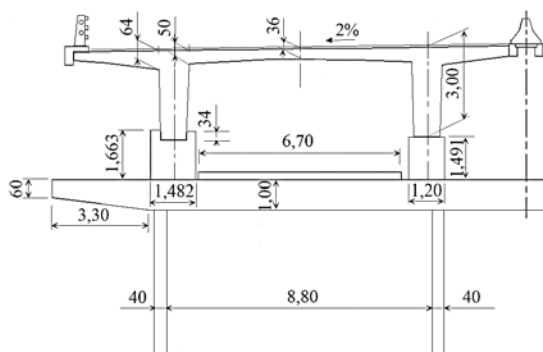


Figure 5 : coupe transversale sur pile-culées de l'ouvrage existant  
Source : Sétra

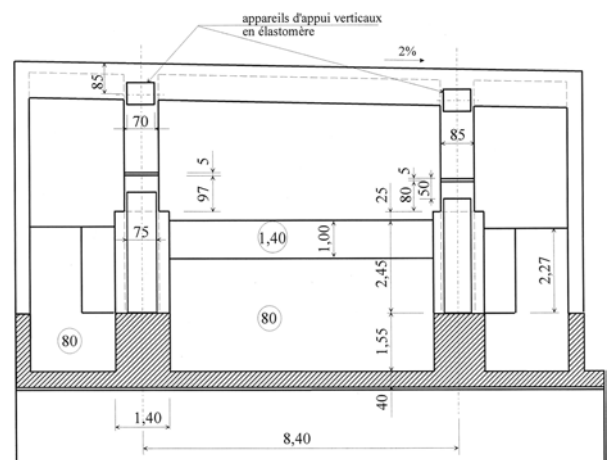


Figure 6 : coupe transversale sur culées de l'ouvrage existant  
Source : Sétra

Vis-à-vis du séisme transversal, rien ne garantit que les tabliers béton ne soient pas chassés de leurs appuis puisqu'il n'existe aucun dispositif de blocage transversal ultime sur piles. De même au niveau des culées où le frottement dans la liaison béton/béton ne peut assurer qu'une stabilité très partielle. L'APROA s'est donc logiquement orienté vers la réalisation de butées de sécurité (permettant la distorsion des appareils d'appui en néoprène) sur piles courantes et de butées de blocage transversales sur culées et piles-culées.

Il convient de noter que le niveau des sollicitations sismiques prises en compte lors de la conception de l'ouvrage (accélération forfaitaire horizontale de 0,1g) est très insuffisant vis-à-vis des règlements actuels (PS92 et du zonage de 1991 ou Eurocode 8 et le nouveau zonage) pour un ouvrage de cette importance et de cette dimension. Afin de fixer les idées, au sens des règles PS92 et du zonage de 1991, le viaduc de Caronte pourrait subir sous séisme des efforts correspondant à une accélération horizontale maximale au niveau du palier du spectre de  $3,1\text{m/s}^2$  soit environ 3 fois plus que celle pour laquelle il a été dimensionné. De même, vis-à-vis de l'Eurocode, et du futur zonage sismique à paraître, l'accélération serait de  $6,0\text{m/s}^2$  (l'amplification de l'accélération par rapport aux PS92 vient du coefficient de sol, qui a été très largement augmenté dans les Eurocodes pour les sols de caractéristiques mécaniques médiocres). La résistance des piles et des fondations vis-à-vis des efforts sismiques n'est donc pas assurée dans la configuration actuelle de l'ouvrage.

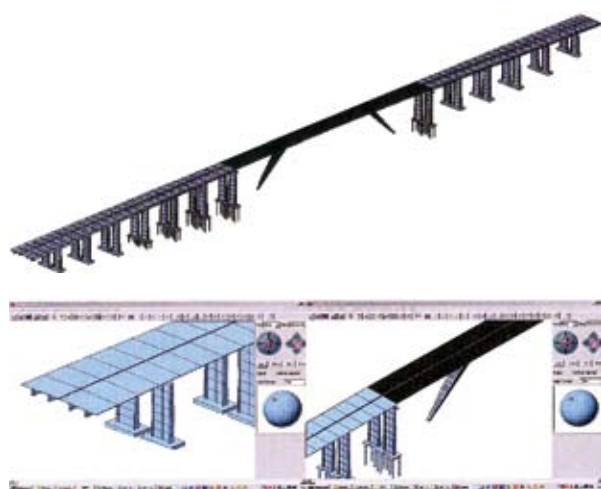


Figure 7 : modèle du tablier sous PCP – Source : Sétra

## Études complémentaires sur le diagnostic

Dans son avis de mars 2004, le Sétra a validé le diagnostic et le principe de l'avant-projet de renforcement sismique, sous réserve de vérifications complémentaires sur les fondations (prise en compte du risque de liquéfaction), les piles (effets du second ordre et cisaillement), le risque d'entrechoquement transversal des tabliers parallèles et d'une optimisation de la conception parasismique longitudinale.

Les études complémentaires menées par le Sétra avaient donc pour but de confirmer le diagnostic et de mener ces vérifications complémentaires.

L'ouvrage a été modélisé en détail par un modèle spatial à barres à l'aide du logiciel PCP. Cette modélisation permet, selon la méthode spectrale multimodale, d'obtenir les modes de vibrations de l'ouvrage. La combinaison quadratique de ces modes de vibrations fournit les efforts et déplacements dans la structure.

Le recalcul est basé sur les hypothèses sismiques des PS92. L'ouvrage se situe en zone de sismicité Ia. Il est de classe C et le sol de type S3. On obtient donc le spectre, voir la figure 8, qui représente l'action sismique pour le calcul spectral.

Le franchissement étant constitué de cinq ouvrages avec plusieurs interfaces (ouvrage/ouvrage, ouvrage/pile, ouvrage/culées), plusieurs stratégies d'amélioration du comportement sismique, très différentes les unes des autres ont été testées vis-à-vis du séisme longitudinal.

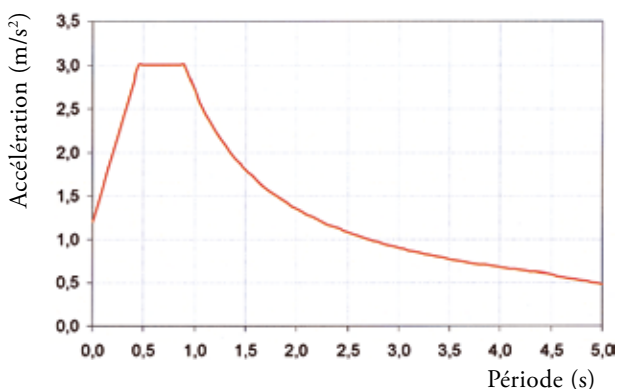


Figure 8 : spectre des PS92 correspondant aux hypothèses  
Source : Sétra

Dans la configuration d'origine, c'est à dire avec les appareils d'appui verticaux sur culées, les connecteurs supposés fonctionnant (et donc assurant la liaison entre le viaduc métallique et les tabliers en béton), on obtient des efforts très importants au niveau des culées : 1 450 tonnes environ par culée. Les culées ne sont pas en mesure de reprendre ces efforts.

Dans la configuration où les tabliers sont libres par rapport aux culées, on obtient des déplacements calculés de l'ordre de 30 cm des tabliers en béton bien supérieurs aux souffles disponibles (2 à 3 cm au niveau des culées et 23 cm au niveau du viaduc métallique), ce qui entraînerait des chocs importants au niveau des culées et entre les tabliers. De plus, les efforts engendrés dans les piles ne sont pas acceptables.

Enfin dans la situation où les tabliers en béton seraient solidaires des culées (hypothèse d'un blocage parfait), on obtient des efforts colossaux : 5 000 tonnes par culées. La stabilité des culées n'est pas assurée.

Le comportement actuel de l'ouvrage, même en considérant une remise en état des connecteurs dynamiques n'est donc pas satisfaisant. En effet, lorsque l'on réduit les déplacements, les efforts deviennent trop élevés et inversement. Une solution intermédiaire, permettant de réduire à la fois les déplacements et les efforts semble la plus adaptée. Cela est possible par la mise en place d'amortisseurs, qui permettent en outre de s'affranchir des incertitudes sur la raideur des fondations des culées, dont la sensibilité s'est

avérée déterminante dans les configurations analysées précédemment.

Cette solution est techniquement envisageable car il existe un jeu de 2 à 3 cm entre les nervures des tabliers en béton et les culées. Les appareils d'appui verticaux seront déposés pour garantir ce jeu.

Entre le viaduc métallique et les viaducs en béton, le soufflé des joints de chaussée est de 23 cm, ce qui permet aisément la mise en place d'amortisseurs.

## Vers une optimisation du renforcement parasismique

Les amortisseurs dissipent de l'énergie lorsque la structure se déplace. Cette dissipation d'énergie amortit les mouvements de l'ouvrage, ce qui permet de réduire à la fois les déplacements et les efforts dans la structure.

Les amortisseurs sont caractérisés par une loi de comportement de type «  $F=Cv^\alpha$  » dépendant de la vitesse (avec  $F$ , la force dans l'amortisseur,  $v$ , la vitesse de déplacement et  $C$  et  $\alpha$  des constantes dépendant des caractéristiques des amortisseurs). Cette dépendance en vitesse, associée à la complexité de la structure, oblige à mener leur dimensionnement par une analyse dynamique temporelle, qui nécessite le développement

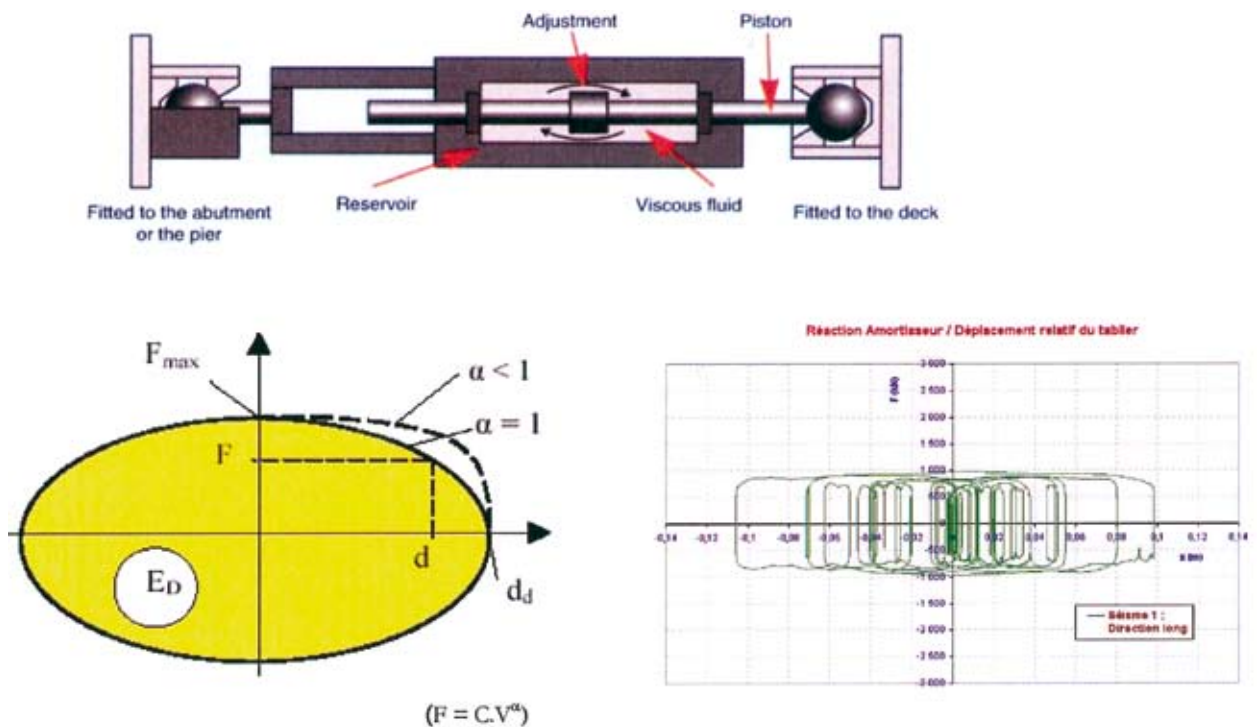


Figure 9 : principe de fonctionnement des amortisseurs et loi de comportement – Source : S&tr&A

d'outils de calcul complexes. Néanmoins cette méthode sophistiquée permet de s'affranchir de la limitation forfaitaire à 30 % de l'amortissement préconisée par l'Eurocode 8-2.

L'analyse dynamique temporelle consiste à résoudre les équations différentielles non linéaires du mouvement du modèle. Le premier mode de vibration longitudinal de l'ouvrage étant un mode de déplacement d'ensemble dans la direction longitudinale, cela permet l'application de cette méthode. L'ouvrage est modélisé par un système masses-ressorts-amortisseurs, à 3 degrés de liberté, chaque degré de liberté correspondant à un tablier (les deux viaducs béton coté nord, le viaduc métallique, les deux viaducs béton coté sud). Les masses (M1, M2, M3 de la figure 10) représentent les masses modales des différents tabliers. Les ressorts (K1, K2, K3) représentent les raideurs modales des appuis de chaque tablier (fondations, piles et appareils d'appui). Les amortisseurs entre les tabliers sont représentés par un ressort (K\_type) et par leur constante caractéristique C (C\_type). Ce schéma de calcul (schéma de Newmark) a été programmé sous Visual Basic spécialement pour le viaduc de Caronte. L'action sismique est représentée par des accélérogrammes artificiels correspondant aux caractéristiques de la zone (accélération, type de sol...) et calés sur le spectre réglementaire PS92. Ces

calculs ont par ailleurs été croisés avec une analyse spectrale équivalente établie sur la base du modèle PCP à partir d'une modélisation des amortisseurs par caractéristiques linéaires équivalentes conformément à la méthode simplifiée décrite dans l'EC8-2.

Compte tenu des jeux disponibles au niveau des culées, et entre les tabliers, différents scénarii de renforcements avec amortisseurs ont été étudiés :

- liaison totale des tabliers béton et métallique et amortisseurs au niveau des culées « bloqué au centre, amorti aux extrémités » ;
- amortisseurs entre les tabliers et au niveau des culées « amorti au centre, amorti aux extrémités » ;
- tablier métallique libre et amortisseurs sur culées pour les tabliers béton « libre au centre, amorti aux extrémités ».

Dans un premier temps, un prédimensionnement a été effectué par une méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs. Les résultats de ce prédimensionnement ont servi de base aux calculs temporels. L'automatisation des nombreux calculs temporels a permis d'optimiser la taille des amortisseurs pour respecter les jeux disponibles au niveau des culées et entre les tabliers acier et béton.

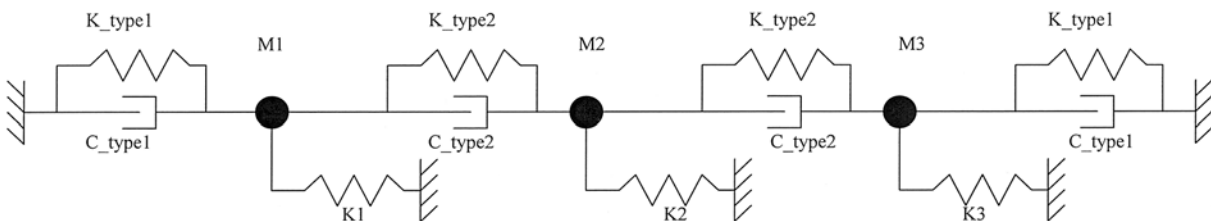


Figure 10 : modèle du tablier à masses-ressorts-amortisseurs – Source : (Sétra)

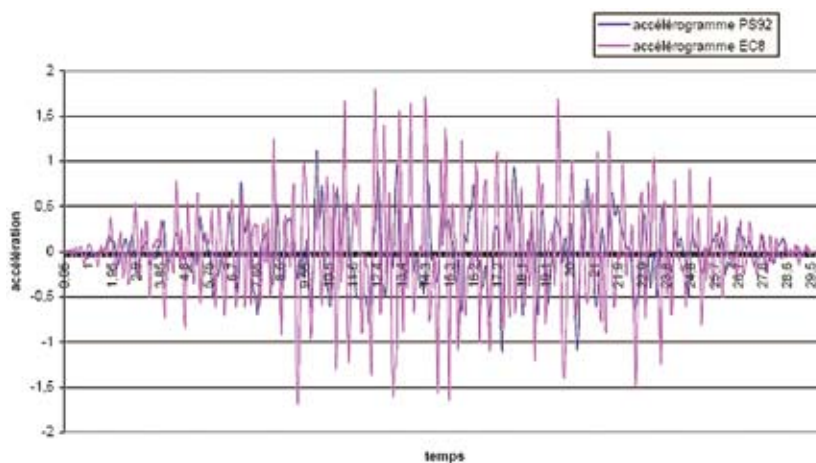


Figure 11 : accélérogrammes utilisés pour le calcul – Source : Sétra

Les courbes figures 12 et 13 donnent un exemple de la réponse en terme de déplacement des tabliers, dans la configuration avec le tablier métallique libre et des amortisseurs entre les culées et les tabliers en béton.

Le tableau 1 synthétise les résultats obtenus, après optimisation des dimensions des amortisseurs. Compte tenu de la modélisation de l'ouvrage, les résultats du tableau sont donnés pour les deux viaducs en béton coté nord et les deux viaducs coté sud en fonction des caractéristiques des amortisseurs. Les

résultats sont ensuite analysés viaduc par viaduc, les viaducs parallèles ayant des culées propres.

La solution avec un blocage entre les tabliers béton et métallique et un amortissement aux extrémités (noté « bloqué au centre » dans le tableau) est intéressante tant au niveau des déplacements qu'au niveau des efforts. Par contre elle conduit à des efforts très importants dans les amortisseurs de culées (27 MN pour les deux culées, soit 13,5 MN par culée).



Figure 12 : déplacement des tabliers en fonction du temps – Source : Sètra

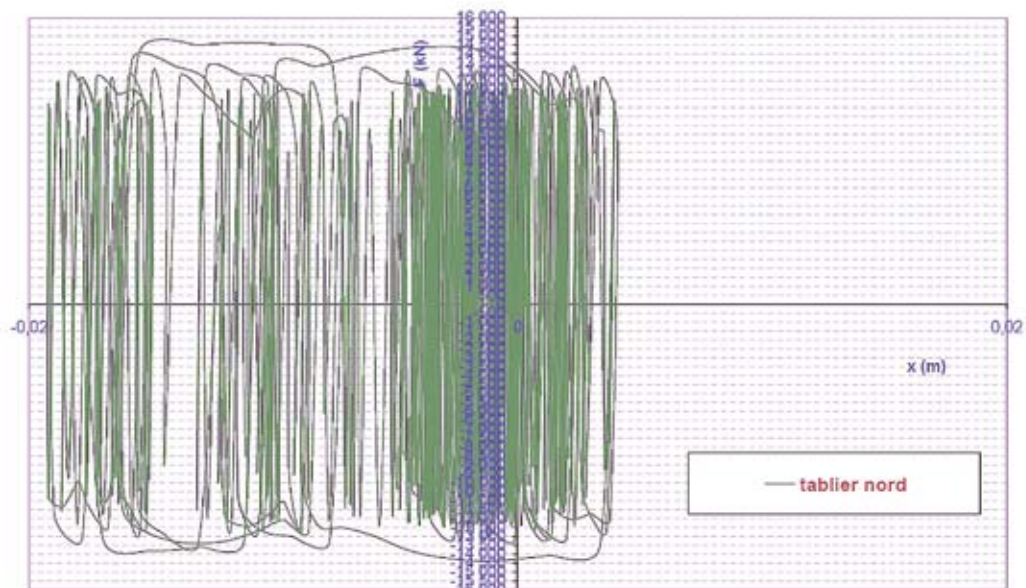


Figure 13 : cycles de comportement des amortisseurs en fonction du temps – Source : Sètra

La solution avec des amortisseurs aux extrémités ainsi qu'entre les viaducs béton et métal (noté « amorti au centre, amorti aux extrémités ») n'est pas optimale car elle tend vers la solution « libre au centre et amorti aux extrémités » pour être plus efficace, notamment en terme d'effort total induit dans les piles des viaducs béton.

Enfin la solution laissant libre le tablier métallique et utilisant des amortisseurs au droit des culées (noté « libre au centre, amorti aux extrémités ») permet de réduire considérablement les déplacements des tabliers béton. Le tablier métal quant à lui se déplace de l'ordre de 15 cm, ce qui est acceptable compte tenu du jeu disponible entre le viaduc principal et les viaducs d'accès (23 cm). De plus, les efforts dans les tabliers béton sont faibles, et ceux dans le tablier métallique sont acceptables compte tenu des efforts actuellement présents dans les bécquilles. Enfin, les efforts dans les amortisseurs de culées sont divisés par deux par rapport à la solution avec liaison complète des tabliers et amortisseurs au niveau des culées (15 MN pour les deux culées, soit 7,5 MN par culée).

L'ensemble des études montre que la configuration avec le tablier métallique libre et des amortisseurs au niveau des culées est la plus intéressante en termes de déplacements, d'efforts, mais aussi en termes de mise en œuvre et de coût (amortisseurs plus petits sur culées, aucun dispositif entre les tabliers béton et le viaduc métallique).

Dans cette configuration, la résistance des piles, fondations et bécquilles est assurée, ainsi que la stabilité des culées. Elles le sont également sous séisme transversal dans la configuration telle que proposée dans l'APROA initial, du fait d'une répartition relativement homogène et optimisée des efforts sismiques entre les différents appuis de l'ouvrage (culées, piles et piles-culées).

	Situation d'origine			Renforcement		
	Néoprènes verticaux connecteurs dynamiques	Libre sur culées	Bloqués sur culées	Bloqué au centre, amorti aux extrémités	Amorti au centre, amorti aux extrémités	Libre au centre, amorti aux extrémités
$\alpha^*$	-	-	-	0,15	0,15	0,15
C* <sub>culée</sub> (MN/(m/s))	-	-	-	38	> 18	22
C* <sub>tablier</sub> (MN/(m/s))	-	-	-	Infini	< 3	0
Déplacement du tablier béton (cm)	10	30	0	2	2	2
Déplacement du tablier métal (cm)	10	30	0	2	15,3	15,6
Effort dans les amortisseurs des culées (MN)	-	-	-	27	14	15
Effort dans amortisseur tablier (MN)	-	-	-	-	2,7	0
Effort dans le système béton (MN)	Efforts de choc	Efforts de choc	-	1,8	1	0,5
Effort dans le système métal (MN)	Efforts de choc	Efforts de choc	-		7,4	7,3
Effort dans la culée (MN)	30	Efforts de choc	100	27	14	15

\* $\alpha$  et C : constantes caractérisant les amortisseurs

Tableau 1 : efforts sismiques longitudinaux

## Conception parasismique retenue

### Conception selon la direction longitudinale

Vis-à-vis du séisme longitudinal, il est donc proposé de mettre en place des amortisseurs entre les nervures des tabliers en béton et les culées et de laisser libre le tablier métallique (figure 14 : amortisseurs et bloc d'ancrage sur la culée). Les amortisseurs fonctionnant sur un débattement relativement faible de 2 à 3 cm alors que leur capacité de déplacement est beaucoup plus grande, des butées de sécurité longitudinales sont envisagées au niveau des culées, en « deuxième ligne de sécurité » en cas de dépassement du séisme de calcul, pour protéger les zone d'about fragiles et l'ancrage des câbles de précontrainte (blocs rouge sur la figure 14).

Au niveau des culées, les liaisons béton/béton seront remplacées par des appareils d'appui en néoprène. Un dispositif de blocage pour recréer le point fixe des

dilatations thermiques devra donc être envisagé, mais ce dispositif devra laisser libre les déplacements sous séisme (amortisseurs à ressort précontraint ou système équivalent). Les appareils d'appui verticaux seront déposés et une réduction de l'épaisseur de cachetage est envisagée pour garantir le jeu nécessaire aux débattements des amortisseurs (évalué à 2 à 3 cm).

### Conception selon la direction transversale

Conformément aux propositions issues de l'APROA initial et pour pallier au risque d'échappement d'appui du tablier, des butées de sécurité (permettant la distorsion des appareils d'appui en néoprène) sont prévues sur piles courantes (figure 15). Sur culées et piles-culées, les butées de blocage (faible distorsion des appareils d'appui) sont réalisées par les blocs d'ancrage de la précontrainte additionnelle (voir coupe transversale de la figure 14).

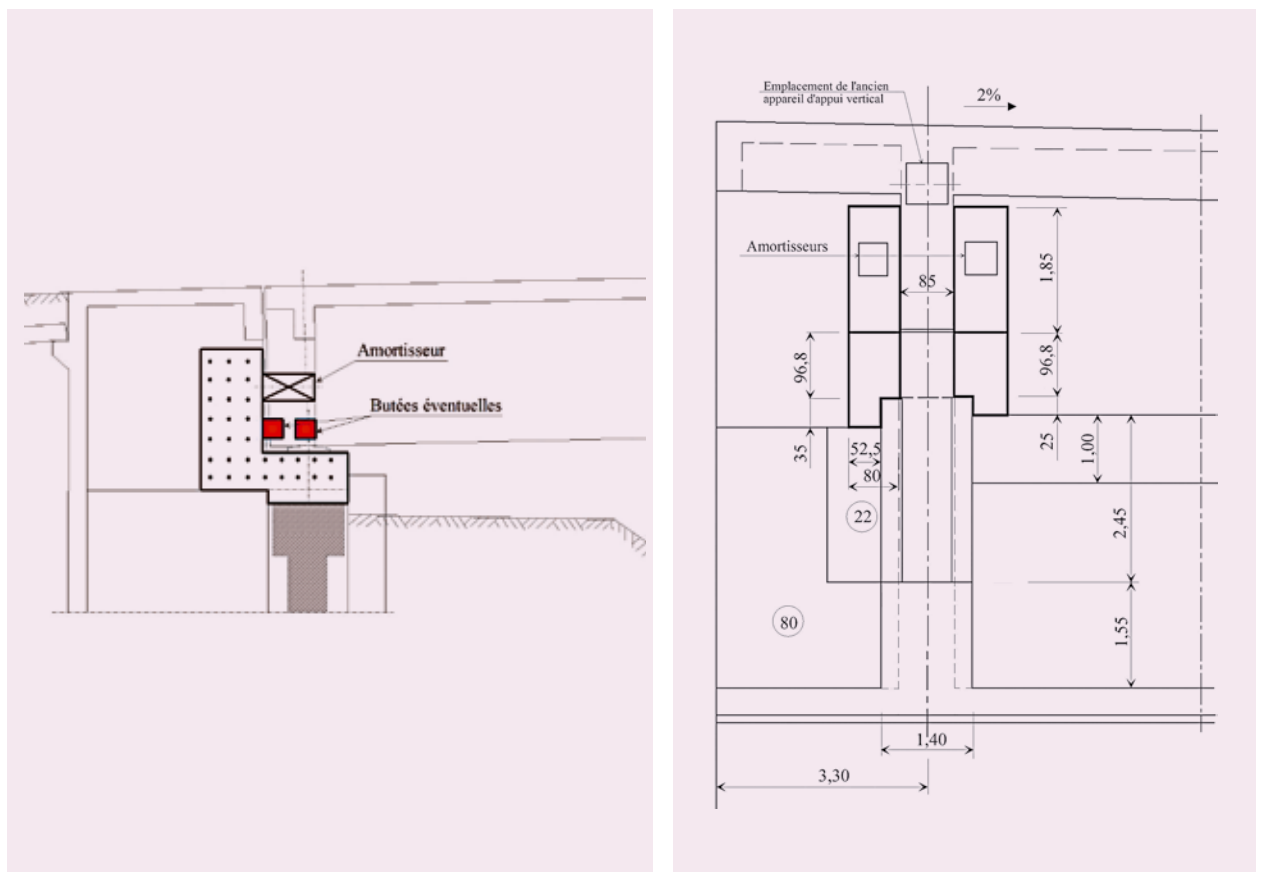


Figure 14 : coupe longitudinale et transversale sur culées des dispositifs amortisseurs vis-à-vis du séisme longitudinal – Source : Sétra



### Liquéfaction des sols

Le contexte géotechnique de l'ouvrage peut être synthétisé en la présence d'un substratum marneux du Bégudien recouvert, à proximité de la passe de Caronte, par une couche d'épaisseur variable (12 m en moyenne) d'argile grise vaseuse, avec quelques lits plus sableux, dont l'étude du risque de liquéfaction s'avère nécessaire étant donné leur lithologie, l'âge des dépôts (Quaternaire), la sismicité du site et la faible profondeur de la nappe. Des remblais sont également présent en surface sur une épaisseur variable (3 m en moyenne).

L'impact principal redouté sur l'ouvrage d'une éventuelle liquéfaction de ces sols, concerne le phénomène d'écoulement latéral (« lateral spreading »), consistant à l'entraînement au-dessus des sols liquéfiée d'une croûte superficielle plus raide (remblai ici) en appui contre les pieux.

Une étude spécifique concernant ce risque a été conduite en 2007 par le LRPC d'Aix-en-Provence, en s'appuyant sur les données alors disponibles provenant :

- d'une première campagne de reconnaissance pour l'ouvrage réalisée en 1967 comprenant des sondages carottés et quelques essais de pénétration SPT (Standard Penetration Test),
- d'une deuxième campagne de reconnaissance réalisée en 2006, qui comprenait deux sondages carottés et deux sondages pressiométriques avec essais d'identification en laboratoire sur certains échantillons prélevés.

Les résultats d'essais d'identification comparés aux critères granulométriques de la norme NF P 06-013 permettent de considérer qualitativement les sols rencontrés, majoritairement argileux, comme non suspect ou exempt du risque de liquéfaction, à l'exception de quelques couches sableuses d'épaisseur décimétrique.

Une campagne d'investigations complémentaires, comprenant des sondages carottés supplémentaires pour prélèvement d'échantillons intacts (Carottier à Piston Stationnaire) en vue d'essais triaxiaux cycliques, et sondages au piézocône, a donc été lancée en 2009 afin de caractériser de manière quantitative l'éventuel risque de liquéfaction.

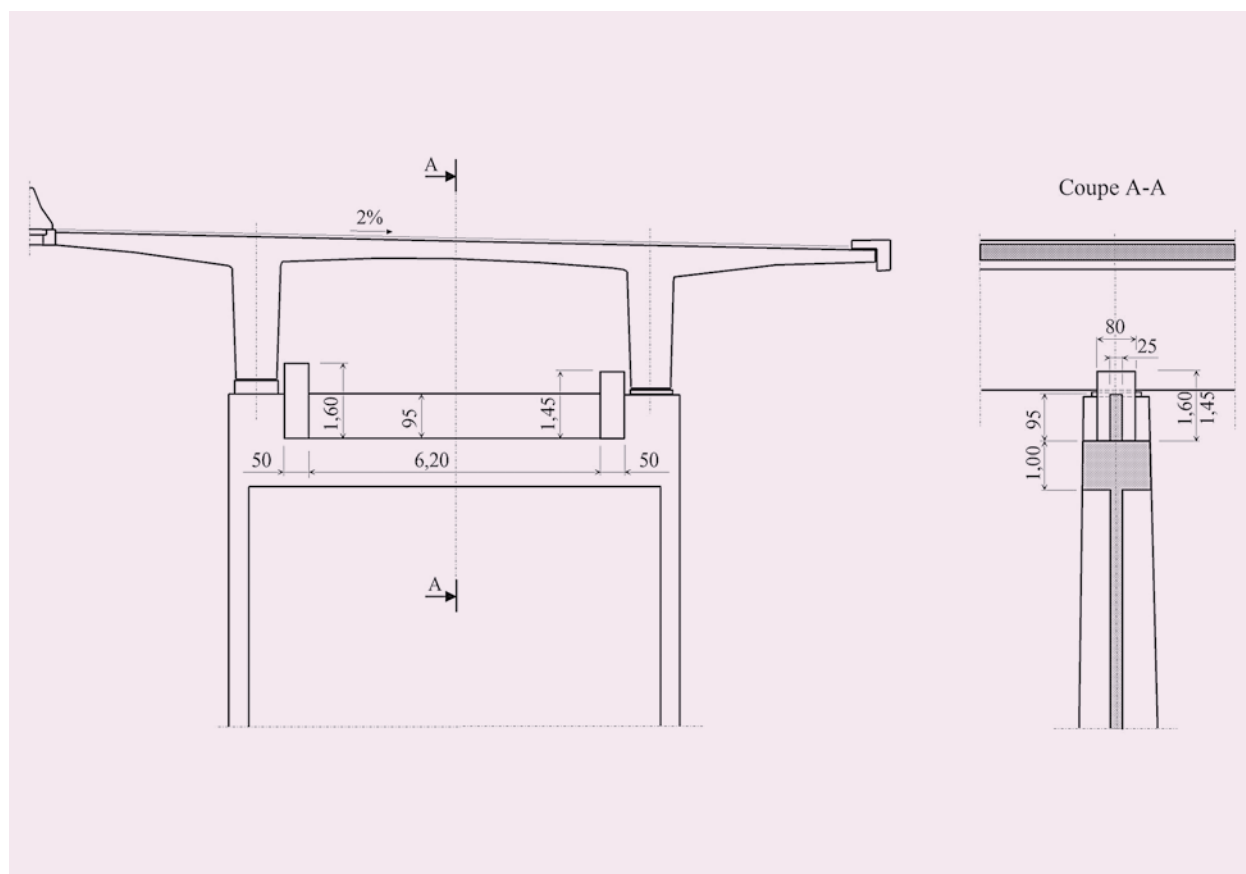


Figure 15 : coupe transversale et longitudinale sur piles vis-à-vis du séisme transversal – Source : Sétra

## Influence du nouveau zonage sismique français

La nouvelle carte du zonage sismique a été publiée en 2005 par le ministère de l'Écologie. Elle redessine totalement le découpage sismique de la France, et introduit de nouvelles zones sismiques. Hormis dans les zones nouvellement sismiques, les niveaux d'accélération au rocher ont baissé par rapport à l'ancienne réglementation.

Des spectres de calcul sont fournis dans l'Eurocode 8-1. Néanmoins ces spectres sont modifiés par l'Annexe Nationale qui fixe les valeurs des paramètres de sol, de catégories d'importance et d'accélération à prendre en compte en renvoyant aux décisions de l'Administration française, et donc au nouveau zonage sismique. Un décret fixant ces paramètres devrait paraître prochainement.

Il semble donc pertinent de compléter l'analyse en regardant les effets du nouveau zonage. On voit sur la comparaison des spectres et des accélérogrammes, que l'Eurocode 8 et le nouveau zonage sont plus défavorables aux basses périodes. Cela provient essentiellement du coefficient de sol de 1,8 qui pondère toute la gamme du spectre et qui s'avère très défavorable pour les sols de mauvaise qualité. Par contre, le spectre de l'Eurocode est beaucoup plus favorable pour les hautes périodes.

Dans le cadre du viaduc de Caronte, la prise en compte du nouveau zonage conduit à augmenter la taille des amortisseurs au niveau des culées (1,5 fois). Par contre, les déplacements du tablier métallique sont réduits à 7 cm environ (contre 14 cm aux PS92).

En conservant les amortisseurs issus du dimensionnement avec les PS92, l'ouvrage supporte environ 72 % de l'accélération réglementaire issue du nouveau zonage et du calcul basé sur les nouveaux spectres établis dans le cadre de l'Eurocode.

## Conclusion

Les études ont donc permis de converger vers une solution de renforcement parasismique satisfaisante, largement influencée par l'APROA initial et optimisée dans la direction de séisme longitudinal. Cette étude a par ailleurs été l'occasion de tester sur un exemple réel différentes méthodes d'analyse compatibles avec une conception parasismique basée sur l'emploi de dispositifs amortisseurs ainsi que la méthodologie en cours de rédaction par le Sétra pour le guide à paraître prochainement « Diagnostic et le renforcement sismiques des ponts existants ». Notons néanmoins que le dimensionnement des amortisseurs est fortement influencé par la caractérisation du sol qui a conduit à retenir le coefficient de sol le plus élevé. Des nouveaux sondages sont donc prévus pour préciser les caractéristiques de sol ainsi que pour évaluer plus précisément le risque de liquéfaction et définir le cas échéant le traitement de sol à envisager. Ces investigations devraient permettre d'être moins sécuritaires sur les hypothèses de sol et ainsi réduire la taille des amortisseurs ■

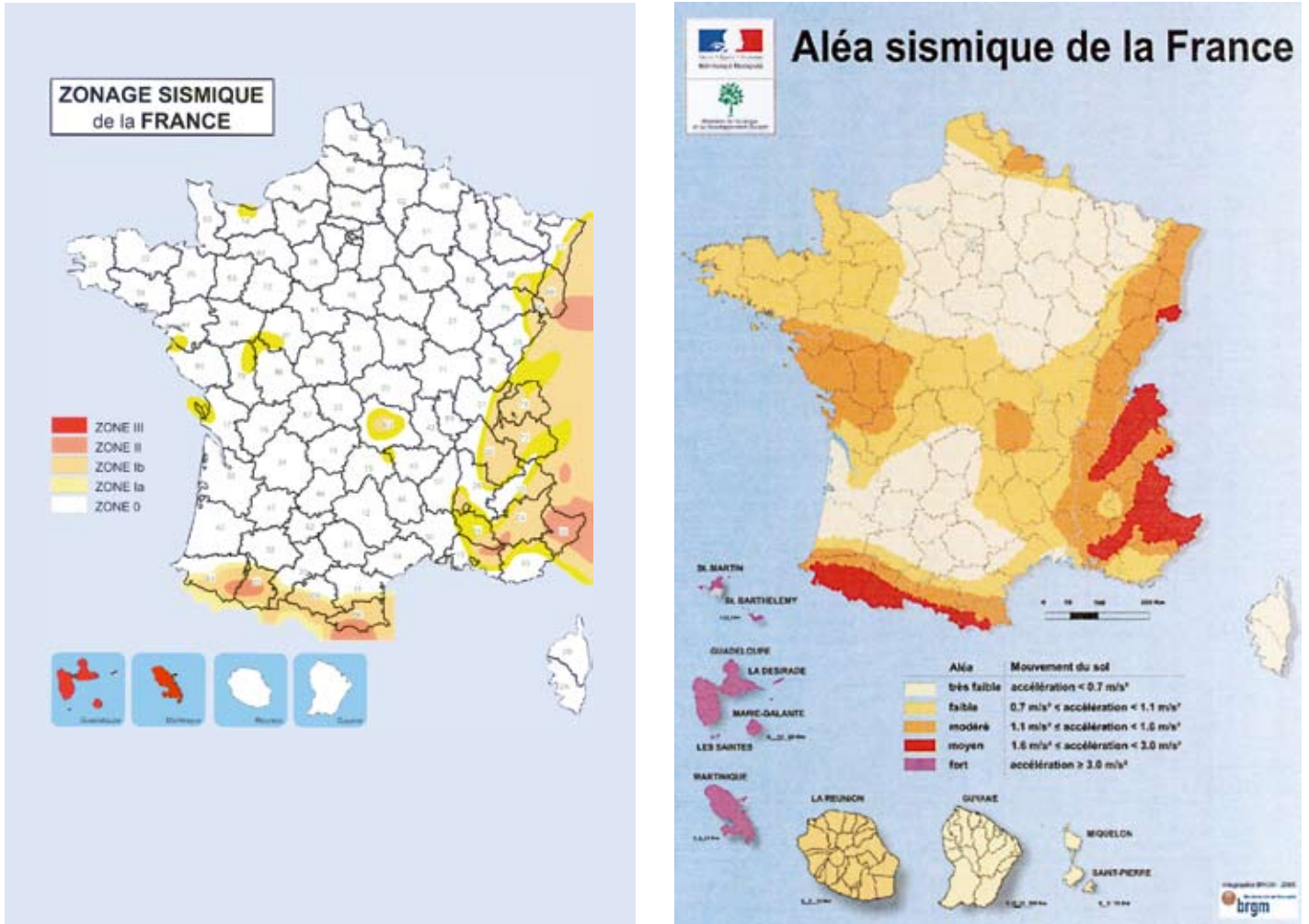


Figure 16 : carte de zonage sismique (à gauche le zonage actuel, à droite, le futur zonage) – Source : Sétra

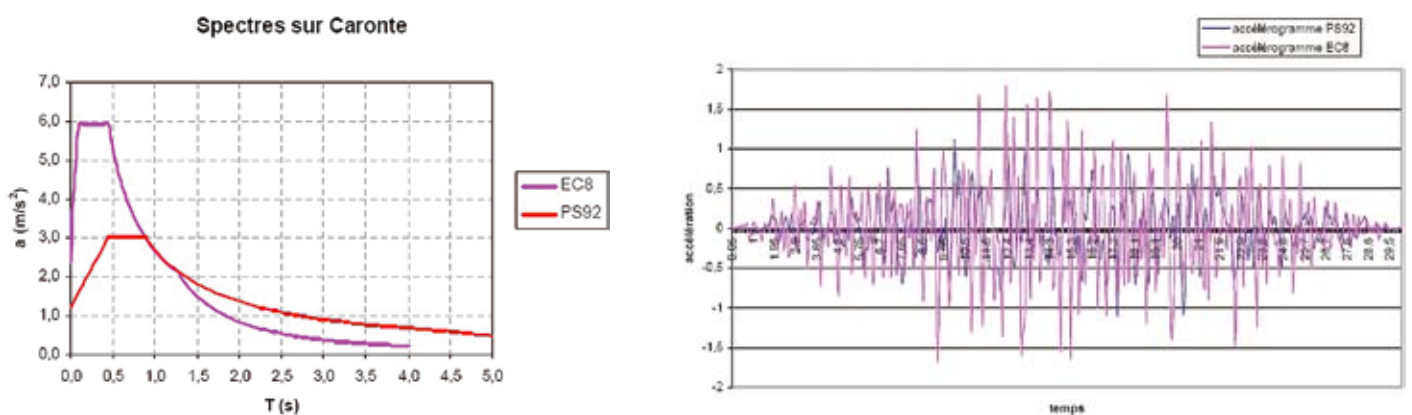


Figure 17 : comparaison des spectres et accélérogrammes des PS92 et ancien zonage et EC8 et nouveau zonage – Source : Sétra

# Analyse des risques appliquée aux buses métalliques

Jean-Claude Hippolyte, Jacques Billon

## Introduction

Les buses métalliques font partie des familles d'ouvrages identifiées comme sensibles vis à vis d'un risque de défaillance.

Le réseau routier national compte aujourd'hui un peu plus de 1 030 buses métalliques, ce qui représente environ 10 % en nombre, du patrimoine des ponts de l'État (hors murs de soutènement), 630 d'entre elles, sont des ouvrages hydrauliques, plus particulièrement exposés aux risques de corrosion et d'érosion.

Depuis 1994, l'état de ce parc est caractérisé par la cotation IQOA (image qualité des ouvrages d'art). **On constate que sur les 80 buses classées en très mauvais état (note 3 ou 3U), 60 sont des ouvrages hydrauliques.** Par ailleurs, environ 10 % des buses n'ont pas été évaluées. A l'appui de ce constat, il est apparu nécessaire de procéder à une analyse plus ciblée de ces ouvrages, en bénéficiant de l'avancée des méthodes d'analyse de risques.

S'appuyant sur l'expertise du réseau technique et sur le recensement des incidents survenus au cours de ces dernières années, une méthodologie, exposée ci-dessous, est en cours de mise au point pour identifier les facteurs de risques. En particulier, elle doit faire l'objet d'un calibrage sur un échantillon d'ouvrages représentatifs. Les valeurs indiquées dans cet article, sont donc susceptibles d'être modifiées.

## Historique et bibliographie

C'est en 1896, dans l'Indiana (USA), que fut déposé par Monsieur Simpson le premier brevet de buse, préfabriquée en usine, en acier ondulé flexible.

La société ARMCO (Ohio-USA), créée en 1899, exploita ce brevet dès 1908.

Ce n'est qu'en 1955 qu'un premier document sur le sujet fut publié, le « Handbook of Culvert and drainage Practice », par ARMCO International. Ce document faisait abstraction de certains inconvénients défavorables aux buses métalliques comme notamment la corrosion et l'abrasion.

Jusqu'en 1964, la méthode de dimensionnement des buses métalliques, commune à tous les documents existants, était celle de l'anneau comprimé avec un coefficient de sécurité de 4 destiné à prendre en compte les efforts de flexion pendant les phases de montage et de remblaiement. Elle ne tenait pas compte d'une éventuelle inversion de courbure et n'indiquait pas les caractéristiques minimales du remblai technique.

Ces questions ont été abordées en 1964 par la méthode Habib et Luong (Laboratoire de Mécanique de l'école Polytechnique), et en 1970 par les méthodes Glock et Kloppel (ARMCO - RFA), et ARVAL.

Toutefois, des problèmes liés à la concurrence entre les fabricants ont entravé la diffusion objective de ces informations.

De son côté, l'administration, a publié, en 1964, les premières recommandations sur les buses métalliques OHAP ab64 - Aqueduc préfabriqués en acier - Sétra.

Puis entre 1970 et 1978, un certain nombre de notes techniques provisoires ont été rédigées par Monsieur Jacques Nourisson ingénieur au Sétra, et en 1971, une note d'information sur les buses ARVAL : Apa.71 - a été publiée par le Sétra.

En 1981, suite à de nombreux désordres survenus en cours de construction, voire à l'effondrement d'un certain nombre de ces ouvrages et pour limiter la surenchère des fabricants, le Sétra et le LCPC, en collaboration avec les professionnels du domaine (notamment les sociétés distributrices), ont établi et publié des **Recommandations et Règles de l'Art pour la conception, la justification et la construction des**



Photos 1 : soulèvement du radier de la buse à l'amont – Source : Jacques Billon (CETE de l'Ouest)

**buses métalliques.** Ce document, a été suivi de mises à jour en 1982 et 1985.

En 1992, le Sétra, a publié **un guide sur la surveillance, l'entretien et la réparation des buses métalliques.**

Aujourd'hui et en raison de l'apparition de procédés concurrents, la construction de buses métalliques en France est moins courante. Il reste néanmoins deux fabricants qui commercialisent encore ces produits.

La **société ARMCO**, installée en Allemagne en 1956, est devenue depuis octobre 1988, **HAMCO DINSLAKEN BAUSYSTEME GMBH**. Depuis 1999, la société **SIREB** est le représentant exclusif en France des produits **HAMCO**. Elle assure la fourniture et l'assemblage des buses.

La **société TUBOSIDER France**, filiale de la maison mère **TUBOSIDER Spa** (Italie) commercialise depuis 1970 des produits similaires. Cette société propose sur son site [www.tubosider.fr](http://www.tubosider.fr) un modèle de **CCTP** de buses métalliques en acier galvanisé à chaud.

Cependant, nous attirons l'attention des lecteurs ; *« ce modèle CCTP daté d'avril 2004, reprend les recommandations des documents précités. Mais l'évolution récente des normes doit conduire ses utilisateurs à une certaine vigilance vis à vis du référentiel mentionné ».*

En revanche, les buses **ARVAL**, commercialisées, à partir de 1970, par les sociétés **Arbel** et **Vallourec**, ne sont plus, aujourd'hui, distribuées.

## Introduction à l'analyse de risque

Le vieillissement de ce parc, **environ 200 buses ont plus de 35 ans**, a conduit la direction des infrastructures de transport (DIT) à commander au

Sétra, la mise au point d'une méthodologie adaptée à une gestion plus ciblée de ce patrimoine. L'analyse des risques est la méthode la plus efficace dans le cas des buses métalliques pour sélectionner les ouvrages, non pas en fonction de leur état réel, mais en fonction des risques qu'ils présentent à court et moyen terme. Elle permet de définir une stratégie de suivi et d'inspection des ouvrages en fonction d'un niveau de risque et de hiérarchiser les travaux de remplacement ou de réparation. Le risque est la combinaison de la probabilité ou fréquence d'occurrence d'un événement et de la gravité de ses conséquences.

Pour un ouvrage, le danger associe l'aléa qui représente le phénomène à l'origine du risque (choc, affouillement, corrosion, etc.) à la sensibilité (ou vulnérabilité) de la structure vis à vis de l'aléa considéré. Les ouvrages peuvent ainsi être à des niveaux plus ou moins critiques au regard d'un ou de plusieurs risques présumés.

Par ailleurs, la gravité d'un événement s'apprécie généralement en fonction des conséquences humaines, socio-économiques et (ou) environnementales.

Les conséquences peuvent être de différente nature, comme l'effondrement de l'ouvrage, ou la mise en cause de la sécurité des usagers par des grandes déformations ou des chutes de parties de structure. Elles peuvent aussi occasionner des pertes d'aptitude au service avec fermeture de l'ouvrage ou engendrer des coûts de gestion disproportionnés par l'inadaptation aux besoins.

L'analyse de risque, conduite sur un grand nombre d'ouvrages existants, comporte en général deux étapes successives. Dans la première, « dite simplifiée », on retient quelques paramètres qualitatifs pour apprécier la probabilité et l'intensité des aléas que l'on rassemble dans un indicateur unique, caractéristique d'un niveau de danger. Ces paramètres doivent être facilement accessibles. Cette première étape doit permettre une



Photos 2 : effondrement suite à la construction d'une chaussée neuve côté amont pour remplacement de l'ouvrage en deux phases – Source : Jacques Billon (CETE de l'Ouest)

hiérarchisation du patrimoine et un classement en plusieurs familles à risques estimés faibles, moyens ou élevés.

Une seconde étape « dite d'analyse détaillée » doit être ensuite envisagée, pour les ouvrages présentant des niveaux importants de risques. Elle nécessite le recueil d'informations plus quantitatives, le plus souvent en procédant à des prélèvements, des sondages ou des essais et en effectuant une visite d'inspection par du personnel qualifié.

## Application aux buses métalliques

Sur les 200 buses construites avant 1974, 35 sont classées en 3 ou 3U et 7 n'ont pas été évaluées (NE). Si l'on ajoute la vingtaine d'ouvrages, classés 3 ou 3U, dont la date de construction n'est pas connue, on dénombre près de 60 buses, (soit 30 % des ouvrages construits avant 1974) qui seraient dans un état avancé de dégradation.

Il ressort, de cette constatation, tout l'intérêt de procéder à la première étape d'analyse simplifiée des risques, comme énoncé au paragraphe précédent, pour permettre aux gestionnaires de mieux connaître et surveiller leurs ouvrages.

### Étude des aléas potentiels

L'étude a consisté, dans un premier temps, à lister les aléas pouvant porter préjudice à la pérennité des buses métalliques. À l'appui du recensement des incidents survenus (cf. quelques photos en illustration) et du jugement des experts du RST, 5 aléas ont été identifiés. Il s'agit des agents extérieurs favorisant le phénomène de la corrosion, (agressivité du milieu), des actions hydrauliques (affouillement, renard,..) et, dans une moindre mesure, des surcharges accidentelles

(poinçonnement sous essieux), des chocs (hors gabarit) et des incendies (accidentels ou par vandalisme).

Ces aléas peuvent être concomitants. Une buse peut être soumise à un ou plusieurs aléas. Par exemple, les agents agressifs conduisant à la corrosion peuvent se cumuler aux surcharges accidentelles. L'analyse globale consiste à effectuer la combinaison linéaire de ces différents niveaux de danger.

Pour ce faire, il faut distinguer la probabilité relative des aléas (*l'attaque par des agents agressifs favorisant la corrosion est plus probable que l'incendie*), de la probabilité propre à chaque aléa considéré, souvent fonction de la destination de l'ouvrage (*un passage piétons étant moins sollicité par les agents de la corrosion qu'un ouvrage hydraulique*).

Pour tenir compte des différents scénarios possibles, chaque aléa est donc affecté d'un coefficient de probabilité relative, compris entre 0 et 1. L'aléa « attaque par les agents de la corrosion » est estimé le plus probable. Son coefficient est pris égal à 1. Pour les autres aléas, et à défaut de données suffisantes, les coefficients relatifs ont été appréciés par jugement d'expert. Les valeurs suivantes ont été prises en compte :

- pour les actions hydrauliques : 0,70
- pour les surcharges accidentelles : 0,40
- pour les chocs : 0,15
- pour l'incendie : 0,10

Pour tenir compte des probabilités propres à chaque aléa, un coefficient compris entre 0 et 1 est donné en fonction de paramètres jugés influents. Pour les attaques par les agents de la corrosion, ces paramètres sont liés à la présence ou non d'eau à l'intérieur et/ou à l'extérieur de la buse, au phénomène d'abrasion et à la présence ou non de sels de déverglaçage ou de facteurs particuliers susceptibles d'accroître le risque.



Photos 3 et 4 : effondrement par affouillement – Source : Sétra



Pour les actions hydrauliques, ces paramètres sont aussi dépendants de l'eau et du régime d'écoulement de la rivière et des probabilités de mise en charge.

Pour les surcharges accidentelles, sa probabilité d'occurrence est liée au niveau du trafic, plus il est important, plus le risque du passage d'un convoi en surcharge est grand.

Pour les chocs et l'incendie, ces facteurs dépendent principalement de la nature de la voie franchie.

Le tableau 1, récapitule les situations envisagées, susceptibles d'être à l'origine des risques considérés.

Les aléas				
Désignation des aléas (i)	Probabilité relative des aléas $P_i$	Paramètres influents la probabilité d'occurrence de l'aléa	Importance de l'aléa	$IA_i$
Attaque d'agents de la corrosion (i) = 1	1,00	Ouvrage routier (OR) avec salages peu fréquents ou passage piétons avec ou sans salages sur voie portée	Faible	0,25
		Buses de décharge (OD) avec salages peu fréquents ou fréquents ou ouvrage routier (OR) avec salages fréquents	Moyenne	0,50
		Passage agricole (PA) tous salages ou OD ou OR avec salages très fréquents	Élevée	0,75
		Buse hydraulique (OH) avec ou sans salages sur voie portée	Très élevée	1,00
Actions hydrauliques (affouillements, soulèvements, érosion, renard) (i) = 2	0,70	Passage agricole (PA), piétons, ouvrage routier OR (RD ou VC)	Inexistante	0
		Buse de décharge (OD) majoritairement à sec et sans mise en charge	Faible	0,25
		Buse de décharge (OD) <sup>(1)</sup>	Moyenne*	0,50
		Buse hydraulique (OH) <sup>(1)</sup>	Élevée*	0,75
		Buse hydraulique (OH) avec cours d'eau agressif	Très élevée	1,00
		<sup>(1)</sup> si possibilités de mise en charge	* monter d'un niveau l'aléa	
Surcharges accidentelles (i) = 3	0,40	trafic < 15 000 v/j	Faible	0,25
		15 000 v/j < trafic < 35 000 v/j	Moyenne	0,50
		35 000 v/j < trafic < 80 000 v/j	Élevée	0,75
		80 000 v/j < trafic	Très élevée	1,00
Chocs (i) = 4	0,15	Passage piétons	Faible	0,25
		Buse hydraulique ou de décharge	Moyenne	0,50
		Passage agricole	Élevée	0,75
		Ouvrage routier	Très élevée	1,00
Incendie (i) = 5	0,10	Buse hydraulique (OH)	Faible	0,25
		Buse de décharge (OD)	Moyenne	0,50
		Ouvrage routier	Élevée	0,75
		Passage agricole ou piétons	Très élevée	1,00

Tableau 1

### Étude de la vulnérabilité

La sensibilité des buses, au regard de chacun des aléas, peut être appréciée par la combinaison de plusieurs paramètres influents.

En effet, l'historique de cette famille d'ouvrages montre que la conception et les principes de justification ont connu des évolutions notables. En particulier, avant la publication des recommandations de 1981, la protection des tôles était assurée par une galvanisation de l'ordre de 60 à 70 microns. Ces recommandations ont imposé la protection en double face, d'une épaisseur moyenne de 100 microns (avec un minimum de 90 microns), dans l'objectif de doubler la durée de vie estimée de ces ouvrages.

Avant cette date, les documents des fabricants spécifiaient que ces structures étaient de nature provisoire et avaient **une durée de vie estimée à 35 ans**. En conséquence il faut considérer les buses métalliques, construites avant 1974, comme présentant un danger d'un niveau très élevé.

Un paramètre lié à la cotation IQOA (appréciation qualitative) permet de relativiser ce jugement, et de tenir compte, en particulier, de l'environnement et de l'entretien de la buse.

Pour la vulnérabilité inhérente aux actions hydrauliques, la conception (forme et dimensions de la buse, coupes

d'extrémités, présence ou non d'ouvrages de tête et nature de ces derniers, etc.) sont aussi des paramètres importants.

Pour les surcharges et pour l'incendie, la hauteur de couverture est le seul paramètre pris en compte.

#### Remarques

*Les recommandations et les guides de conception et de surveillance stipulent, tous, l'importance de la qualité des remblais contigus (des matériaux et de leur mise en œuvre). C'est un paramètre essentiel pour la résistance et la pérennité des buses. Malheureusement, cette information est très rarement disponible dans les dossiers d'ouvrage (quand ils existent). Comme il n'est pas envisageable matériellement (coûts et délais) de faire des reconnaissances géotechniques sur les 1000 buses du réseau, la méthodologie n'en tient pas compte.*

*Pour les mêmes raisons (pas de visite d'inspection), la méthodologie ne tient pas compte également des défauts de construction, mauvais montage des plaques, insuffisance de recouvrement, manque de boulons, etc.*

*L'objectif d'une analyse simplifiée, comme décrite précédemment, consiste à identifier les ouvrages à risques élevés à partir d'informations facilement accessibles. Elle conduit à un premier tri des ouvrages, en 3 familles en général, pour lesquelles des prescriptions seront données aux gestionnaires. Elles stipuleront, dans certaines conditions, le recueil de données complémentaires pour une analyse plus détaillée (quantitative), et éventuellement le prélèvement de remblais ou la réalisation de sondages.*



Photo 5 : forte dégradation par corrosion – Source : CETE du Sud-Ouest



Photo 6 : rupture de la chaussée suite à érosion des remblais contigus  
Source : Sètra



Pour les chocs, on admet, à défaut de critère plus pertinent et aisément accessible au stade d'une étude simplifiée de risques (*comme le sur-gabarit éventuel*), que la note IQOA (*état de la buse*) est le seul paramètre pris en compte.

Sur le jugement d'experts, ces différents paramètres ont été affectés de points représentant leurs niveaux

(*relatifs*) d'influence sur la vulnérabilité des buses, tableau 2.

Le cumul de ces points permet d'apprécier le niveau de vulnérabilité vis à vis de l'aléa considéré.

La vulnérabilité				
Désignation des aléas (i)	Paramètres influents de la vulnérabilité en rapport à chaque aléa	Valeur attribuée (iv <sub>i</sub> )	Indice de vulnérabilité (IV <sub>i</sub> ) = Σ (iv <sub>i</sub> )	Niveau
Attaque d'agents de la corrosion (i) = 1	Si date de construction ≤ 1981	6	Indice de vulnérabilité ≤ 7	Faible
	Si date de construction > 1981	0	Indice de vulnérabilité < 13	Moyen
	Si âge > 35 ans	6	Indice de vulnérabilité ≥ 13	Élevé
	Si âge ≤ 35 ans	0		
	Si note IQOA (buse) 3U, 3 ou NE	6		
	Si note IQOA (buse) 1, 2 ou 2E	3		
	Si buse arche ou arche	2		
	Si autre forme de buse	0		
Actions hydrauliques (affouillements, soulèvements, érosion, renard) (i) = 2	Si IQOA (lit cours d'eau) = 1	0	Indice de vulnérabilité ≤ 7	Faible
	Si IQOA (lit cours d'eau) = 2 ou NE	4	Indice de vulnérabilité < 13	Moyen
	Si IQOA (lit cours d'eau) = 3 ou 3U	8	Indice de vulnérabilité ≥ 13	Élevé
	Si têtes renforcées (à préciser)	0		
	Si têtes non renforcées	4		
	Si buse arche	3		
	Si autre forme de buse	0		
	Si extrémités en sifflet oui	2		
	Si extrémités en sifflet non	0		
	Si largeur sous remblai ≤ 15 m	3		
	Si largeur sous remblai < 30 m	2		
	Si largeur sous remblai ≥ 30 m	0		
Surcharges accidentelles (i) = 3	Si couverture > 4,00 m	0	Indice de vulnérabilité < 10	Faible
	Si 1,00 m < couverture ≤ 4,00 m	5	Indice de vulnérabilité < 15	Moyen
	Si couverture ≤ 1,00 m	10	Indice de vulnérabilité ≥ 15	Élevé
	Si IQOA (buse) = 3 ou 3U ou NE	10		
Chocs (i) = 4	Si IQOA (buse) = 1 ou 2	0	Indice de vulnérabilité = 0	Faible
	Si IQOA (buse) = 2E	10	Indice de vulnérabilité = 10	Moyen
	Si IQOA (buse) = 3 ou 3U ou NE	20	Indice de vulnérabilité = 20	Élevé
Incendie (i) = 5	Si couverture > 4,00 m	0	Indice de vulnérabilité = 0	Faible
	Si 1,00 m < couverture ≤ 4,00 m	10	Indice de vulnérabilité = 10	Moyen
	Si couverture ≤ 1,00 m	20	Indice de vulnérabilité = 20	Élevé

Tableau 2

## Étude de la dangerosité

La dangerosité de chaque ouvrage est évaluée par la combinaison linéaire des valeurs obtenues dans les grilles d'analyse précédentes. Elle s'exprime de la manière suivante:

La dangerosité d'un ouvrage :

$$(D) = \sum_{i \text{ de } 1 \text{ à } 5} (P_i \times IA_i \times IV_i)$$

Avec

Indice  $i$  : représentant un des 5 aléas pris en considération

$P_i$  : Probabilité relative de l'aléa  $i$

$IA_i$  : Indice d'importance de l'aléa  $i$

$IV_i$  : Indice de vulnérabilité pour l'aléa  $i$

Ces produits aboutissent à une échelle de valeurs comprise entre 0 et 47 points. Une étude statistique est en cours pour discrétiser cette échelle et identifier des niveaux de danger plus ou moins élevés. Trois catégories de danger sont envisagées, faible, moyen, ou élevé.

Il s'agit d'une étape intermédiaire caractérisant la probabilité de défaillance de l'ouvrage, avant de tenir compte des conséquences socio-économiques. Elle n'est pas exploitée lors de la première analyse (dite simplifiée). Elle le sera dans la seconde phase d'analyse détaillée, réservée aux ouvrages évalués comme les plus à risque.

## Gravité des conséquences

Comme cela a été indiqué dans le chapitre d'introduction sur l'analyse de risques, les conséquences d'une défaillance peuvent être humaines, socio-économiques, et (ou) environnementales.

Pour les buses, les deux premières peuvent être appréciées par le niveau de trafic de l'itinéraire porté et par les possibilités de déviation en cas d'interruption de l'itinéraire. L'impact sur la voie portée est ainsi déterminé par une valeur comprise entre 1 et 5.

Pour les conséquences environnementales, il appartient à l'exploitant d'estimer la gravité d'un effondrement sur le franchissement (*pollution de la rivière, inondation, perte d'usage, etc.*). L'impact sur la voie franchie varie aussi entre 1 et 5.

La somme de ces valeurs (comprise entre 2 et 10) donne un niveau d'impact.

Pour pondérer l'influence de ces considérations (subjectives), on a introduit une discrétisation de la gravité des conséquences (faible, moyenne, ou forte) en fonction du niveau d'impact.

Elle est ainsi représentée par un coefficient ( $G$ ) égal à 0,80 ou 0,90 ou 1,00.

Impact				
Sur la voie portée		Valeurs	Sur la voie franchie	
trafic < 15 000 v/j	Faibles	1	Faibles	1
15 000 v/j < trafic < 35 000 v/j	Moyens	2	Moyens	3
35 000 v/j < trafic < 80 000 v/j	Élevés	3	Élevés	5
80 000 v/j < trafic	Très élevés	4		
Déviation possible	Oui	0		
	Non	1		

Gravité des conséquences	
Niveau d'impact	(G)
Faible si l'impact < 5	0,80
Moyen 5 ≤ impact ≤ 8	0,90
Élevé si l'impact > 8	1,00

## Niveau des risques

Le produit de la dangerosité (D) par celle de la gravité des conséquences (G) détermine le niveau de risques de chaque ouvrage. Étendu sur la même amplitude que l'échelle de danger, ce niveau permet de classer les ouvrages en tenant compte des conséquences de leur effondrement ou de leur perte d'aptitude au service.

Pour chaque catégorie de risques (faible, moyenne, forte), des préconisations seront fournies aux gestionnaires.

## Conclusions

Cette étude sera appliquée, à partir de l'été 2009 au réseau routier national, par les agents des CETE et des laboratoires. Outre son objectif d'une surveillance ciblée, elle va permettre de connaître plus précisément cette famille d'ouvrages à risques avérés et dont le plus grand nombre atteint, voire dépasse, la durée de vie préconisée. Mais elle ne doit pas être une finalité en soi. L'intérêt de la démarche réside principalement dans les suites qui lui seront données, à savoir le traitement des risques. Complémentaire de la démarche IQOA, cette étude doit être suivie d'analyse plus détaillée pour les structures présentant de forts risques et de prise en considération, par les maîtres de l'ouvrage, pour l'engagement de crédits nécessaires au remplacement ou au renforcement des ouvrages les plus à risques ■

### Groupe d'étude participant à la mise au point de la méthodologie :

- CETE de l'ouest : J. Billon (GOA), B. Thauvin et L. Riou (LRPC St Brieuc)
- CETE de l'Est : D. Przybyla (LRPC de Strasbourg)
- Sétra : G. Haiun et J.C. Hippolyte (CTOA/DM)

## Références bibliographiques

Ouvrages hydrauliques, Dossier pilote OHAP ab64, Partie 3 : Aqueducs préfabriqués en acier, Sétra, 1964.

Ouvrages hydrauliques, Dossier pilote AP a71, Note d'information sur les buses ARVAL, Sétra, août 1971.

Note d'information sur les différentes marques et les épaisseurs des buses métalliques de grandes dimensions, Sétra, janvier 1973.

Note d'information sur le dimensionnement des buses métalliques de grandes dimensions, Sétra, septembre 1974.

Détermination semi-empirique de l'épaisseur des ouvrages métalliques flexibles, Note provisoire et indicative, J. Nourisson, Sétra, octobre 1975, février 1976.

Note d'information sur les buses métalliques, Sétra, février 1977.

Recommandations provisoires sur le calcul des buses métalliques, Document de travail, J. Nourisson, Sétra, avril 1978.

Buses métalliques : Recommandations et règles de l'art, septembre 1981, LCPC et Sétra.

Clauses techniques courantes concernant les buses métalliques, Sétra, novembre 1982.

Buses métalliques : Recommandations et règles de l'art, Mise à jour n° 1, juillet 1982, LCPC et Sétra.

Rapports des Laboratoires, Série : Géotechnique, Mécanique des sols, sciences de la Terre, GT-3, Buses métalliques : Etude du compactage des remblais de calage, novembre 1983, LCPC, Nguyen Tanh Long, Jean-Claude Valeux.

Buses métalliques : Recommandations et règles de l'art, Mise à jour n° 2, février 1985, LCPC et Sétra.

Rapports des Laboratoires, Série : Géotechnique, Mécanique des sols, sciences de la Terre, GT-9, Dimensionnement des buses métalliques, septembre 1985, LCPC, Nguyen Tanh Long.

Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art, Deuxième partie : dispositions particulières, Fascicule 50 Buses métalliques, Direction des routes Décembre 1985.

Rapport de recherche LPC n° 143, Calcul de la stabilité des buses métalliques enterrées, Vérification expérimentale en vraie grandeur, mars 1987, LCPC, P. Habib, Nguyen Tanh Long, G. Legeay, M.P. Luong, L. Baudé.

Buses métalliques : guide pour la surveillance spécialisée, l'entretien et la réparation, décembre 1992, Sétra.

Image Qualité des ouvrages d'art, Buses métalliques, Catalogue des désordres, 1996.

## Stages

### Ponts Formation Édition : la formation continue de l'École des Ponts dans le domaine des ouvrages d'art

Cycle « Inspection des ouvrages d'art » module 1 : connaissances de base 1 <sup>re</sup> partie	<b>du 21 au 23 septembre 2009</b>
Cycle « Conduire un projet d'ouvrages d'art » module 4 : concevoir et réaliser les ouvrages d'art	<b>du 23 au 25 septembre 2009</b>
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton - partie 1 : diagnostic, réparation et protection du matériau béton	<b>du 6 au 8 octobre 2009</b>
Cycle « Inspection des ouvrages d'art » module 1 : connaissances de base 2 <sup>e</sup> partie	<b>du 13 au 15 octobre 2009</b>
Maîtriser l'exécution des structures en béton - applications ouvrages d'art et bâtiments	<b>20 et 21 octobre 2009</b>
Cycle « Inspection des ouvrages d'art » module 5 : tunnel	<b>du 17 au 19 novembre 2009</b>
Concevoir, entretenir et réparer les joints de chaussée	<b>19 novembre 2009</b>
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton - partie 2 : diagnostic, réparation et renforcement des ouvrages	<b>du 24 au 26 novembre 2009</b>

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

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

## Publications

---

### • 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 sont rédigés 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 récents

#### Étanchéité des ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Ref.
INTERDESCO	IR 3360-100	07-2008	03-2012	F AT ET 08.01

*Cet avis technique est consultable sur les sites internet et intranet du Sétra (rubrique « Productions ») :*

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

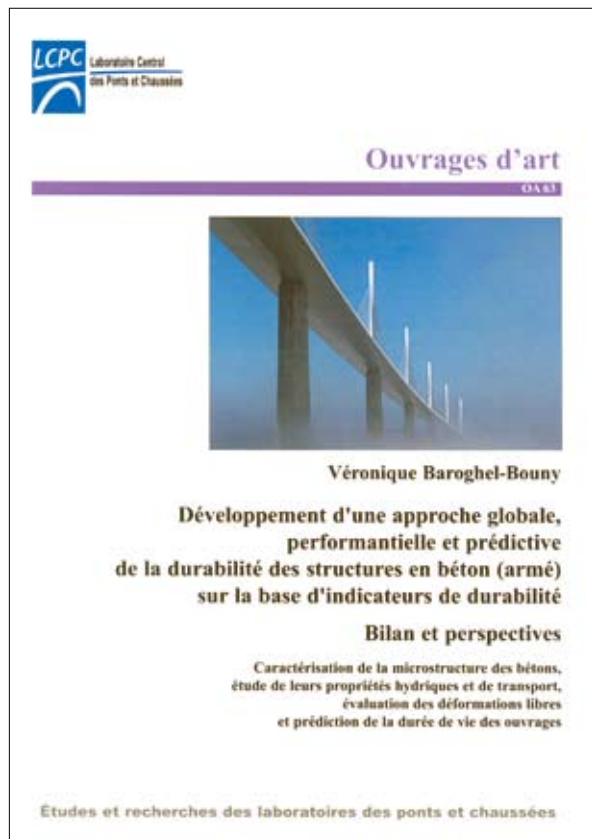
• **Ouvrages édités par le Lcpc**

Développement d'une approche globale, performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) sur la base d'indicateurs de durabilité Bilan et perspectives

Référence : OA 63 - Décembre 2008 - 312 pages - Prix de vente : 45 euros

Ce document décrit le développement d'une approche performantielle, globale et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé), fondée sur la notion d'indicateurs de durabilité, et combinant mesures en laboratoire et simulations numériques. Des exemples significatifs sont présentés, relativement aux fondements scientifiques de cette approche. Ces exemples concernent la compréhension et éventuellement la modélisation des mécanismes (transferts hydriques, carbonatation, pénétration des chlorures, gel, déformations libres, etc.), ainsi que la mise au point d'outils de caractérisation de la microstructure des bétons et des paramètres liés à la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures (en particulier, méthodes de détermination des indicateurs de durabilité). Une méthodologie, pour la mise en œuvre de l'approche développée, est de plus présentée.

Elle s'appuie notamment sur un système de classes et sur des spécifications relatives aux indicateurs de durabilité qui sont fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée pour la structure. Une modélisation « multi-niveaux », où les indicateurs de durabilité sont les données d'entrée des modèles, est proposée pour la prédiction de la durée de vie. Des méthodes de mesure des témoins de durée de vie (« sorties » des modèles), applicables en laboratoire sur éprouvettes ou sur prélèvements issus d'ouvrages, ont été mises au point, non seulement pour valider les modèles, mais également pour suivre le comportement des structures in situ au cours du temps. Des pistes sont en outre suggérées à la fin de ce document, d'une part pour poursuivre les recherches théoriques et expérimentales, et d'autre part pour valoriser les travaux réalisés et transférer à la pratique les résultats déjà acquis. Un nouveau projet de recherche, qui s'inscrit dans le cadre des Opérations de Recherche du réseau des LPC, est en particulier présenté.



• **Ouvrages édités par le Lcpc**

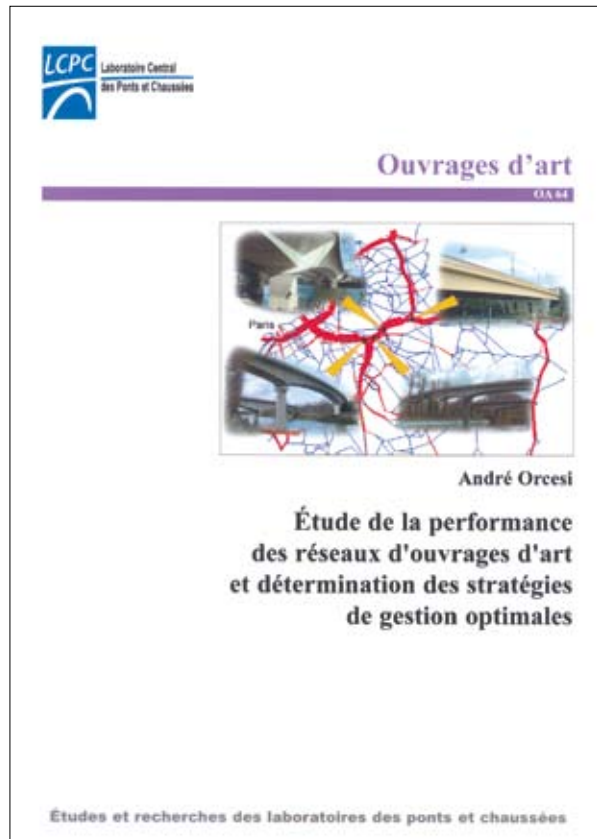
**Étude de la performance des réseaux d'ouvrages d'art et détermination des stratégies de gestion optimales**

Référence : OA 64 - Janvier 2009 - 280 pages - Prix de vente : 35 euros

Dans un contexte de ressources financières limitées et de vieillissement de leur parc d'ouvrages d'art, les gestionnaires font de plus en plus appel à des outils d'aide à la décision. Ils ont dans l'ensemble une approche individuelle qui n'intègre pas des critères de performance du réseau de transport, supporté par les ouvrages d'art, lors du processus de décision. L'objectif de ce rapport est de fournir une approche globale permettant de déterminer les stratégies de gestion optimales d'un réseau d'ouvrages. La démarche proposée est alors d'équilibrer les coûts liés à l'offre de l'infrastructure de transport (maintenance) avec les coûts liés à la demande de transport (perte de niveau de services).

La quantification des coûts de l'offre implique d'introduire la performance des ouvrages. Dans ce rapport, elle est caractérisée à l'aide de deux approches probabilistes : une paramétrique, basée sur la théorie de la fiabilité, et une non paramétrique, basée sur un indice d'état de l'ouvrage. La quantification de la demande de transport est effectuée en affectant le trafic sur le réseau de transport suivant les différentes configurations de l'état des ouvrages, puis en calculant la différence de coût pour chacune de ces configurations par rapport à une situation dite de référence où tous les ouvrages ont un niveau de service idéal.

La détermination des stratégies de gestion optimales est effectuée à l'aide d'un algorithme génétique de manière à trouver d'une part les instants optimaux d'intervention et d'autre part les actions de maintenance optimales. La démarche permet finalement de déterminer les calendriers de maintenance optimaux d'un réseau d'ouvrages d'art pour un horizon donné. Elle permet de répondre aux questions « quand » et « comment » intervenir pour disposer d'un fonctionnement du réseau de transport le meilleur possible tout en ajustant les coûts d'intervention.



• **Ouvrages édités par le Lcpc**

**Investigations et évaluations dynamiques des ponts**

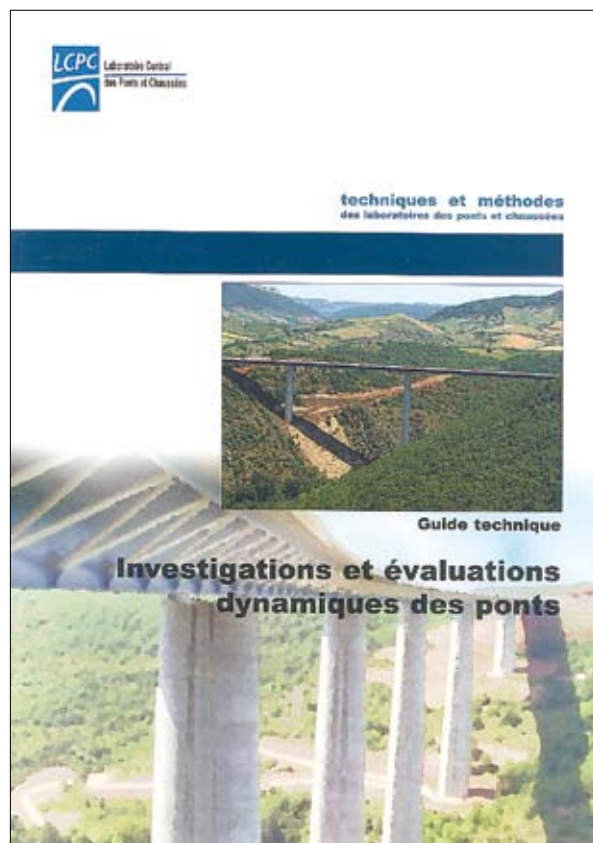
*Référence : GTINPONT - Février 2009 - 124 pages  
- Prix de vente : 45 euros*

L'évaluation dynamique expérimentale des ouvrages est une discipline aujourd'hui en vogue dans le génie civil. La conception de structures toujours plus souples et flexibles nécessite d'évaluer leur aptitude au service vis-à-vis de sollicitations dynamiques.

Ce guide technique a pour vocation de présenter les principaux concepts et principes qui motivent la réalisation d'investigations dynamiques sur les ponts. Il insiste donc autant sur les enjeux métrologiques et d'instrumentation que sur les finalités des investigations. Les épreuves vibratoires sont en effet effectuées à des fins diverses : tests de vibration, analyse structurale, surveillance et diagnostic, mesures de confort.

Ce guide est divisé en quatre grands chapitres, complété par un chapitre d'exemples. Le premier est un chapitre introductif, précisant le cadre opérationnel des investigations dynamiques. Il intéresse directement les maîtres d'ouvrages ou les gestionnaires d'ouvrages. Le second chapitre synthétise les objectifs principaux motivant ces investigations et les applications pratiques. Il est destiné aux bureaux d'études susceptibles de proposer des épreuves vibratoires à des maîtres d'ouvrage ou des gestionnaires. Le troisième chapitre traite de la mise en œuvre opérationnelle des investigations dynamiques : il concerne notamment les laboratoires ou entreprises en charge de l'instrumentation des ouvrages. Enfin, le quatrième chapitre effectue une présentation des méthodes d'évaluation dynamique. Il offre ainsi aux bureaux d'études, laboratoires et entreprises un aperçu des méthodes d'analyse offertes à ce jour et d'usage courant.

Ce guide est donc destiné à tout acteur du génie civil souhaitant approfondir ses connaissances dans le domaine des investigations et des évaluations dynamiques.





## Coordonnées des rédacteurs

---

Christophe Aubagnac  
CETE de Lyon/LRA OA  
Tel : 03 85 86 67 02

Arnold Balliere  
CETE de Lyon/DIT DOA  
Tel : 04 74 27 53 82

Jacques Billon  
CETE de l'Ouest/DIE OA  
Tel : 02 40 12 83 84

Sébastien Bouteille  
CETE de Lyon LRL/OA  
Tel : 04 72 14 32 42

Hervé Cannard  
CETE de l'Est/LRPC de Strasbourg  
Tel : 03 88 77 46 21

Pascal Charles  
Sétra/CTOA DGO  
Tel : 01 46 11 32 79

Denis Davi  
CETE Méditerranée/DCEDI DOA  
Tel : 04 42 24 76 81

L. Genty  
Ville de Besançon  
Services techniques  
Tel : 03 81 61 50 50

Pascal Gudefin  
Ville de Besançon  
Services techniques  
Tel : 03 81 61 50 50

Jean-Claude Hippolyte  
Sétra/CTOA DM AGPAMO  
Tel : 01 46 11 33 57

Jacques Resplendino  
DIRMED DIR  
Tel : 04 91 28 42 58

Aurélie Vivier  
Sétra/CTOA DGO  
Tel : 01 46 11 36 21

---

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer.

Vous y trouverez :

- les dernières parutions,
- les ouvrages disponibles, avec résumé, référence, prix de vente...,
- les modalités de commande.

Retrouver également en téléchargement (au format PDF) les numéros précédents du Bulletin Ouvrages d'art.

sur internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>

sur i2 : <http://intra.setra.i2>







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.developpement-durable.gouv.fr>
- sur i2 (réseau du Ministère) : <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 : **0933**

*Couverture - crédit photos : Denis Davi (CETE Méditerranée) ;  
vignettes : LRPC d'Autun, Jacques Billon (CETE de l'Ouest), Aurélie Vivier (Sétra)  
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)  
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex*  
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document  
© 2009 Sétra - Dépôt légal : 2<sup>e</sup> trimestre 2009 - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-095828-0

Ce document participe à la protection de l'environnement.  
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabellisé PEFC.  
CTBA/06-00743



### Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagement

46 avenue Aristide Briand  
BP 100 - 92225 Bagneux  
Cedex - France  
tél : 33 (0)1 46 11 31 31  
fax : 33 (0)1 46 11 31 69

Le Sétra appartient  
au Réseau Scientifique  
et Technique du MEEDDM

