

# Optimisation du renforcement parasismique du viaduc de Caronte par une analyse dynamique temporelle

**Aurélie VIVIER**  
SETRA, Sourdin, actuellement SYSTRA

**Pascal CHARLES**  
SETRA, Sourdin, actuellement EDF

**Denis DAVI**  
CETE Méditerranée

## ■ RÉSUMÉ

Cet article présente un exemple d'application de l'analyse temporelle dynamique à un cas concret : l'optimisation du renforcement parasismique du viaduc de Caronte. Le diagnostic a permis de converger vers une solution de renforcement avec amortisseurs. Cette étude a été l'occasion de mettre en œuvre des méthodes d'analyse temporelle, seules rigoureusement compatibles avec l'emploi d'amortisseurs et la complexité de l'ouvrage. Des outils de prédimensionnement des caractéristiques des dispositifs à utiliser et d'analyse dynamique temporelle de la structure ont été développés. Ils ont permis de converger vers une solution de renforcement optimale basée sur l'emploi d'amortisseurs visqueux. De plus, cette étude a permis de mettre en évidence les avantages de tels dispositifs dans le renforcement parasismique des ouvrages et l'intérêt et la faisabilité des analyses dynamiques temporelles, parfois considérées comme trop complexes.

## Optimisation of anti-seismic reinforcement of Caronte bridge by time dynamic analysis

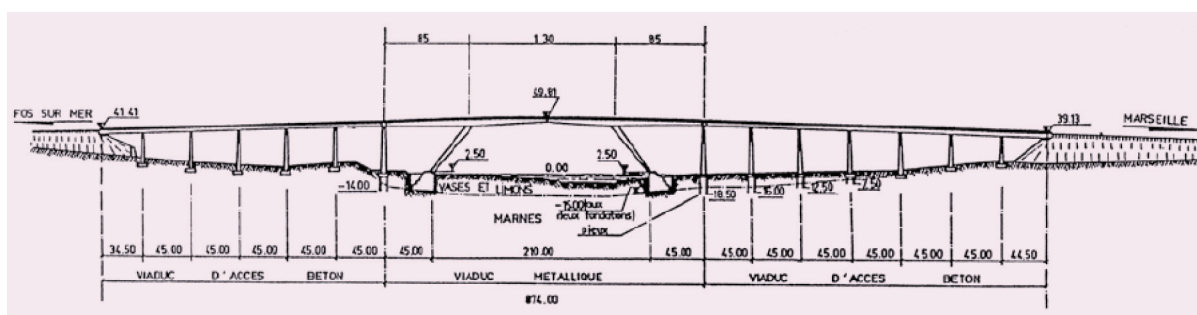
### ■ ABSTRACT

*This paper presents an application of dynamic time analysis to a real problem: optimizing the reinforcement of Caronte bridge against earthquakes. The assessment of reinforcement techniques led to a solution based on shock-absorbers. On the occasion of this study, time analysis methods were used, which were the only methods allowing for rigorously accounting for shock-absorbers in a complex structure. Preliminary design tools were developed for defining the characteristics of the devices to be used and performing the dynamic time analysis of the structure. They converged towards a solution based on viscous shock-absorbers. Besides, this study highlighted the advantages of such devices for the reinforcement of structures against earthquakes and the interest and feasibility of dynamic time analyses, sometimes considered as too complex.*

## 1. INTRODUCTION

Le viaduc de Caronte permet à l'Autoroute A55 de franchir l'embouchure de l'étang de Berre, au niveau de Martigues. Il a été conçu entre 1967 et 1968 puis construit entre 1969 et 1972. Il comprend (figure 1) :

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



**figure 1**  
Coupe longitudinale – Vue  
depuis l'ouest.

Ces ouvrages s'appuient sur :

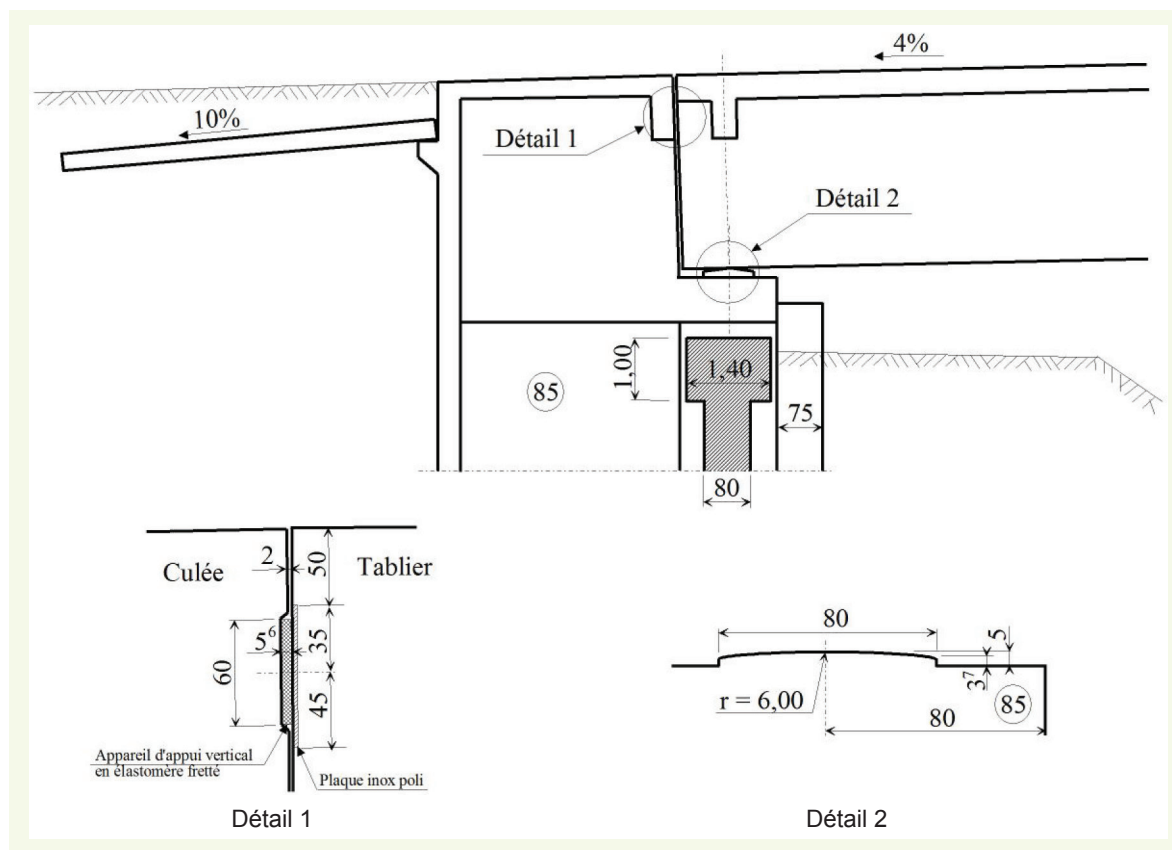
- des piles culées à section en « I » fondées sur pieux, communes à l'ouvrage métallique principal et aux viaducs d'accès en béton ;
- des culées creuses, fondées sur radier et équipées de bèches ;
- des piles intermédiaires à section en « I » de 23,85m à 41,91m de hauteur, fondées sur semelles ou sur pieux;
- des béquilles en caisson orthotrope pour l'ouvrage métallique. La liaison entre les pieds des béquilles de l'ouvrage métallique et les massifs de fondation est assurée au moyen d'une articulation dans le sens longitudinal et d'un encastrement transversal.

## 2. CONTEXTE ET FONCTIONNEMENT SISMIQUE

Le Viaduc de Caronte a été conçu avant l'application des premières règles de conception parasismique françaises (règles PS69). Néanmoins, lors de sa conception, l'Institut de Physique du Globe de Strasbourg avait conseillé de mener les calculs avec une accélération sismique horizontale de 0,1g. La stabilité de l'ouvrage est donc assurée pour des efforts horizontaux correspondant au 1/10<sup>ème</sup> du poids propre de la structure. Cette accélération est très insuffisante pour un ouvrage de cette importance et de cette dimension. Afin de fixer les idées, selon les règles actuelles définies par l'Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » et le nouveau zonage sismique national, le viaduc de Caronte pourrait subir une accélération horizontale maximale de 0,53g (correspondant au plateau du spectre de réponse), soit environ cinq fois plus que celle pour laquelle il a été dimensionné.

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 (**figure 2**, détail 1) ainsi que deux liaisons béton/béton frottantes (**figure 2**, détail 2), devaient reprendre la totalité de l'effort horizontal engendré par l'accélération sismique. 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.

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 en 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, permettant le libre déplacement lors des mouvements lents mais assurant un blocage lors des mouvements rapides. À l'heure actuelle, les connecteurs dynamiques ne peuvent plus jouer leur rôle car ils ont été arrachés à la suite de mouvements de rotation du tablier sous l'effet des charges de trafic. De plus, la liaison béton/béton n'assure qu'une stabilité très partielle. Rien n'empêche donc les viaducs d'accès de se déplacer longitudinalement de façon importante au cours d'un séisme. Les viaducs en béton percuteraient alors l'extrémité de l'ouvrage métallique et les culées,



**figure 2**  
Coupe : culée boîte.

ce qui engendrerait des effets de choc importants (avec endommagement de la précontrainte du tablier, de culées et de l'ouvrage métallique), susceptibles d'être couplés à un risque d'échappement d'appui sur culée.

Sous séisme transversal, la stabilité des piles avait été vérifiée en leur appliquant en tête un effort horizontal transversal égal au 1/10<sup>ème</sup> de la réaction d'appui. Aucun dispositif de butées de sécurité n'est disposé sur les 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 entre le tablier et le chevêtre au niveau de chaque culée. Rien ne garantit que, sous séisme, les viaducs en béton ne soient chassés de leurs appuis puisqu'il n'existe aucun dispositif de blocage transversal ultime sur piles et que le frottement de la liaison béton/béton est insuffisant.

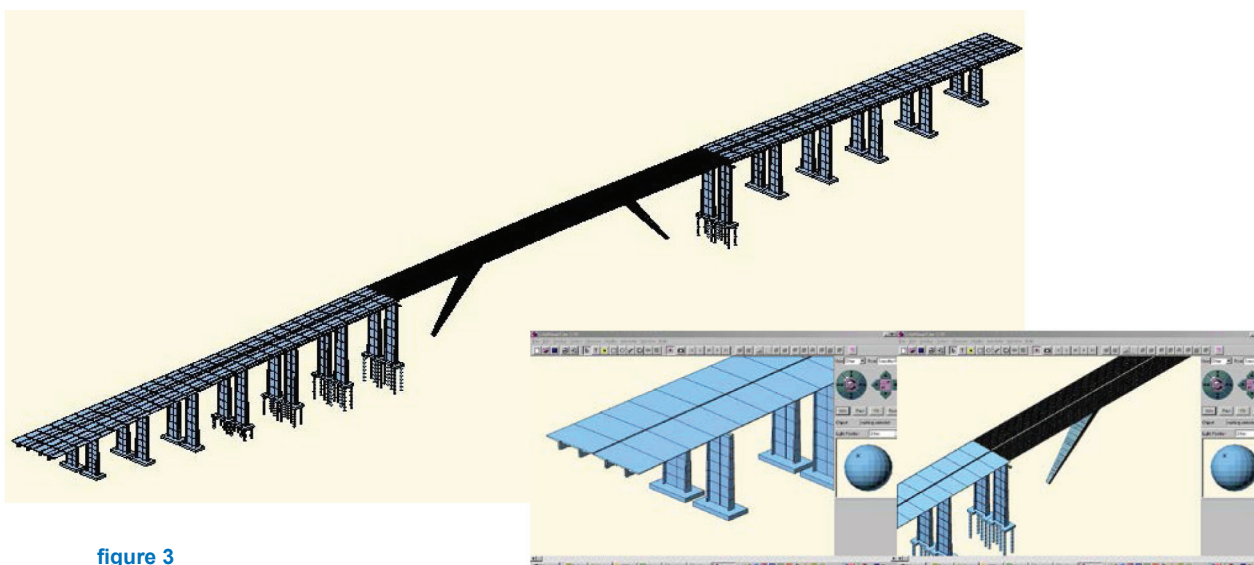
La stabilité transversale de l'ouvrage métallique est assurée, d'une part, par des appareils d'appuis métalliques fixes assurant la liaison entre le tablier métallique et les piles culées et, d'autre part, par l'encastrement transversal des béquilles dans les massifs de fondation.

Le caractère lagunaire de l'étang de Berre pose par ailleurs la question de la prise en compte du risque de liquéfaction. Ce risque a néanmoins été écarté par les investigations complémentaires réalisées par le Laboratoire Régional d'Aix-en-Provence (CETE Méditerranée) entre 2008 et 2009.

### 3. DIAGNOSTIC SISMIQUE

Une étude plus approfondie a été menée en 2003 par le CETE Méditerranée et complétée en 2006 par une coopération SETRA/CETE Méditerranée, pour établir la vulnérabilité réelle de l'ouvrage et envisager des solutions de renforcement.

Le comportement de l'ouvrage a, dans un premier temps, été modélisé en détail à l'aide des logiciels Effel (CETE Méditerranée en 2003) et PCP (SETRA en 2006), par un système spatial à barres.



**figure 3**  
Modèle du tablier  
sous PCP.

Nous présentons ici les résultats issus du calcul PCP, ceux-ci étant en accord avec les résultats du calcul Effel de 2003.

La nouvelle législation sismique nationale n'étant pas encore publiée à l'époque de l'étude, le calcul sismique avec le logiciel PCP a été mené selon les règles AFPS92, en considérant une zone de sismicité Ia, un ouvrage de classe C, un site de type S3. Cette modélisation permet d'obtenir les modes de vibration de l'ouvrage par la méthode spectrale multimodale. La combinaison quadratique de ces modes de vibration fournit les efforts et déplacements dans la structure.

Le franchissement étant constitué de cinq ouvrages avec différentes interfaces (tablier/tablier, tablier/piles, tablier/culées), différents comportements sismiques ont été testés vis-à-vis du séisme longitudinal.

Dans la configuration d'origine, c'est à dire avec les appareils d'appui verticaux sur culées, en supposant que les connecteurs dynamiques fonctionnent (et donc assurent la liaison entre le viaduc métallique et les tabliers en béton), les efforts obtenus au niveau des culées sont très importants, de l'ordre de 14500 kN par culée. Les culées ne sont pas en mesure de reprendre ces efforts.

Dans la configuration où les tabliers se déplacent librement par rapport aux culées, les déplacements des tabliers en béton obtenus sont de l'ordre de 30 cm, ce qui est bien supérieur aux souffles disponibles (2 à 3 cm au niveau des culées et 23 cm entre les tabliers en béton et le viaduc métallique). Il existe donc un risque de chocs importants entre les tabliers et les culées. De plus, les efforts engendrés dans les piles ne sont pas acceptables.

Enfin, dans la situation où les tabliers en béton seraient parfaitement bloqués sur les culées, les efforts obtenus sont colossaux : environ 50000 kN par culée. La stabilité des culées n'est alors pas assurée.

Le comportement longitudinal actuel de l'ouvrage, même en considérant une remise en état des connecteurs dynamiques, n'est donc pas satisfaisant. En effet, lorsque les déplacements sont réduits, les efforts deviennent trop importants et inversement. Une réduction simultanée des déplacements et des efforts est donc à rechercher, uniquement possible par la mise en place d'amortisseurs.

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

Vis-à-vis du comportement transversal, seul le risque d'échappement d'appui est problématique. La mise en place de butées sur appuis suffit à écarter ce risque.

## 4. PRINCIPE DE L'ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Les amortisseurs permettent de dissiper de l'énergie et ainsi réduire à la fois les déplacements et les efforts transmis aux appuis. Les études associées sont complexes et nécessitent la mise en place d'outils de calcul adaptés. En effet, seule la prise en compte directe des lois de comportement (non-linéaires et dépendant de la vitesse de sollicitation) des amortisseurs permet d'intégrer de façon précise et adaptée leur influence sur la réponse dynamique de la structure, ce qui nécessite une analyse dynamique temporelle. L'analyse dynamique temporelle présente en outre l'avantage de s'affranchir de la limitation du pourcentage d'amortissement à 30% de l'amortissement critique, comme le prescrit l'Eurocode 8-2.

### ■ 4.1. Caractéristiques des amortisseurs

Les dispositifs à amortissement visqueux purs sont classiquement utilisés dans le domaine de la conception parasismique. Ils sont définis par la loi de comportement :

$$F = c v^\alpha$$

avec

F : force dans l'amortisseur,

c : constante d'amortissement,

v : vitesse de déplacement,

$\alpha$  : exposant d'amortissement.

Ces paramètres dépendent du fluide visqueux utilisé dans l'amortisseur, de la section effective de passage et de la rigidité du cylindre. Des essais en laboratoire sont réalisés pour connaître les valeurs de ces paramètres.

### ■ 4.2. Prédimensionnement des amortisseurs

Deux méthodes ont été utilisées pour prédimensionner les amortisseurs. Elles servent de base aux calculs temporels, qui permettent de les affiner.

#### › 4.2.1. Méthode de prédimensionnement du Cahier Technique AFPS/Sétra « Dispositifs parasismiques pour les ponts » (à paraître) – version de février 2013

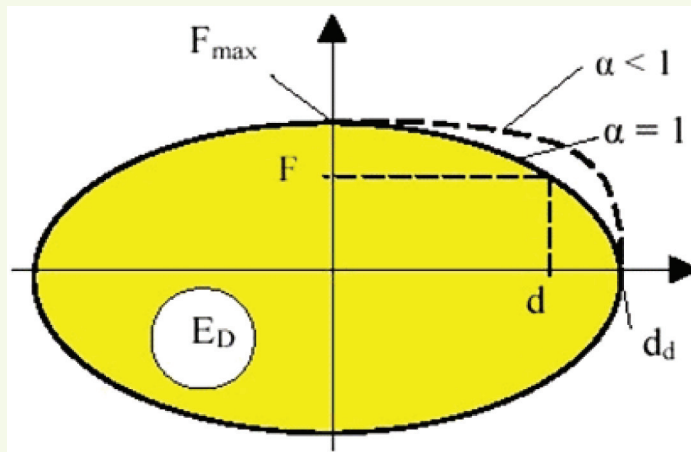
Les mouvements de la structure se réduisent à ceux d'un oscillateur simple. En définissant la masse M de la structure, sa raideur K et sa période T ( $T = 2\pi\sqrt{M/K}$ ), ainsi que l'accélération nominale  $a_n$  et les paramètres de spectre  $R_E$ , on obtient le déplacement élastique,  $d_{\text{élastique}}$  :

$$d_{\text{élastique}} = a_N \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 R_E(T)$$

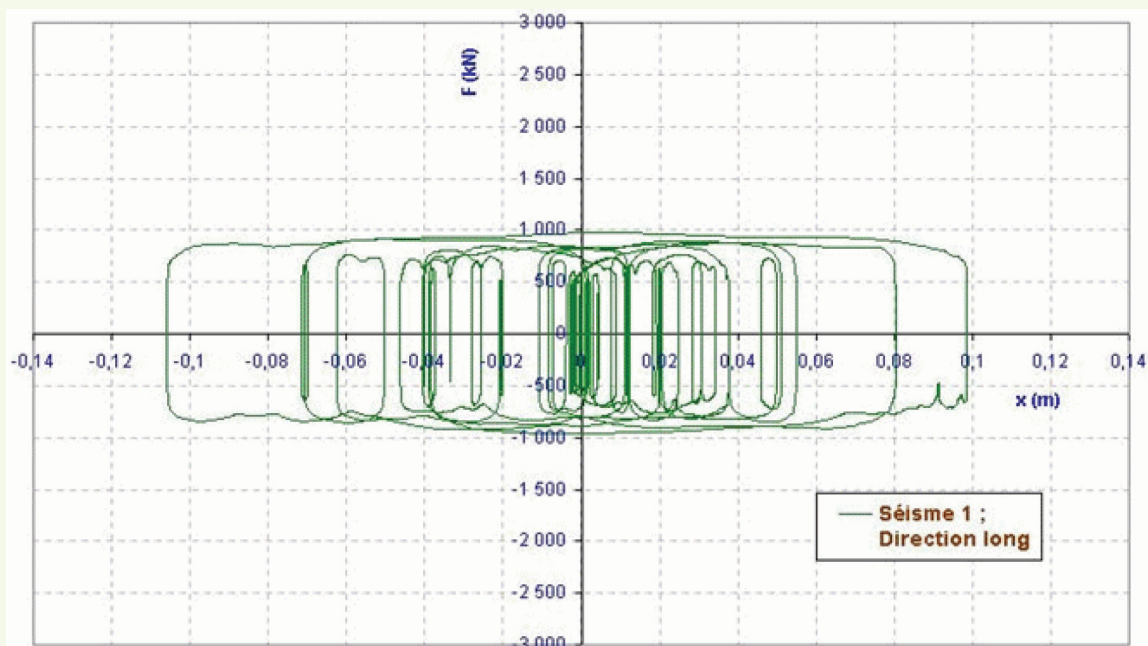
À partir du coefficient de réduction des déplacements  $\rho$ , défini en fonction du déplacement cible, on peut calculer le taux d'amortissement équivalent  $\zeta_{\text{eq}}$ , puis le taux d'amortissement structurel  $\zeta$  :

$$\zeta_{\text{eq}} = \frac{0,07}{\rho^2} - 0,02$$

$$\zeta = \zeta_{\text{eq}} - 0,05.$$



a. Loi théorique



b. Loi temporelle

figure 4

Loi de comportement des amortisseurs purs.

Enfin, en définissant le paramètre d'amortissement, on calcule la constante d'amortissement  $c$  et la force maximale dans l'amortisseur,  $F_{max}$  :

$$c = m \frac{4\pi}{T} \zeta \frac{1}{h(\alpha)} \left[ a_N \rho \frac{T}{2\pi} R_E(T) \right]^{1-\alpha},$$

$$F_{max} \approx c \left[ \frac{T}{2\pi} \rho a_N R_E(T) \right]^\alpha,$$

avec  $h(\alpha)$  défini dans le tableau suivant.

$\alpha$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$h(\alpha)$	1,273	1,236	1,201	1,170	1,140	1,113	1,087	1,063	1,041	1,020	1,000

#### › 4.2.2. Méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs

Cette méthode est basée sur le calcul de l'énergie dissipée par les amortisseurs. En définissant les caractéristiques du système ainsi que le déplacement correspondant à un amortissement modal  $\xi = 30\%$ , on détermine l'énergie dissipée puis le paramètre  $c$  de l'amortisseur ainsi que la force maximum dans l'amortisseur.

Comme la période vaut  $T = 2\pi\sqrt{M/K}$  et la pulsation propre  $\omega = 2\pi/T$ , on en déduit la raideur  $K$  :

$$K = \omega^2 M.$$

La pulsation propre sera évaluée par analyse spectrale, afin de s'affranchir des incertitudes sur les raideurs, notamment les raideurs du sol.

En fixant le déplacement maximal souhaité, on obtient la vitesse maximale  $V_{\max}$  :

$$V_{\max} = d_{\max} \cdot \omega.$$

Sachant que l'amortissement effectif est calculé par

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{\sum E}{K d_{\max}^2} \quad (\text{formule 7.5 de l'EC8-2})$$

et que l'énergie dissipée  $E$  vaut

$$E = 4F_{\max} d_{\max}$$

si la loi de comportement est assimilable à un rectangle (ce qui est le cas si  $\alpha$  est suffisamment petit), on peut déterminer la force maximale dans les amortisseurs :

$$F_{\max} = \frac{\pi k d_{\max} \xi}{2}$$

puis la constante d'amortissement,  $c$  :

$$c = \frac{F_{\max}}{V_{\max}^{\alpha}}.$$

Pour vérifier les calculs, on détermine l'énergie dissipée :

$$E = 4F_{\max} d_{\max}$$

puis on calcule le déplacement  $d(t)$ , la vitesse  $v(t)$  et les forces  $F(v)$  et  $F(t)$  :

$$d(t) = d_{\max} \cos(\omega t + \varphi)$$

$$V(t) = -V_{\max} \sin(\omega t + \varphi)$$

$$F(V) = c(|V|)^{\alpha} \frac{V}{|V|}$$

$$F(t) = F[V(t)].$$

On peut alors calculer l'énergie réellement dissipée, E :

$$E = \int_0^{T_{\text{tot}}} F(t)V(t) dt$$

Comme l'amortissement effectif est calculé par

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{\sum E}{Kd_{\text{max}}^2} \quad (\text{formule 7.5 de l'EC8-2})$$

et que  $K = \omega^2 M$ ,  $T = 2\pi\sqrt{M/K}$  et  $V_{\text{max}} = d_{\text{max}}\omega$ , on peut déterminer l'amortissement réel  $\xi_{\text{reel}}$  :

$$\xi_{\text{reel}} = \frac{E}{\omega M V_{\text{max}}^2 T}$$

### ■ 4.3. Analyse dynamique temporelle

Pour réaliser l'analyse dynamique temporelle dans la direction longitudinale, un modèle de calcul temporel basé sur un système simplifié a été écrit sous Visual Basic. Ce modèle représente la structure par un système équivalent de masses-ressorts-amortisseurs à 3 degrés de liberté, comme schématisé sur la **figure 5**.

Chaque tablier est représenté par une masse concentrée ( $M_i$ ). Il s'agit ici de la masse généralisée du système considéré, que l'on peut définir comme la masse participant au mouvement sismique. La masse généralisée est déduite de l'analyse modale de chaque tablier considéré isolément, en considérant les modes prépondérants.

Les systèmes d'appui des tabliers (piles + appareils d'appui +sol) sont représentés par un ressort ( $K_i$ ) dont la raideur est déduite des propriétés de la structure considérée. Comme il s'agit de la raideur généralisée que l'on peut également définir à partir de la masse généralisée et de la pulsation propre du tablier  $\omega$  :

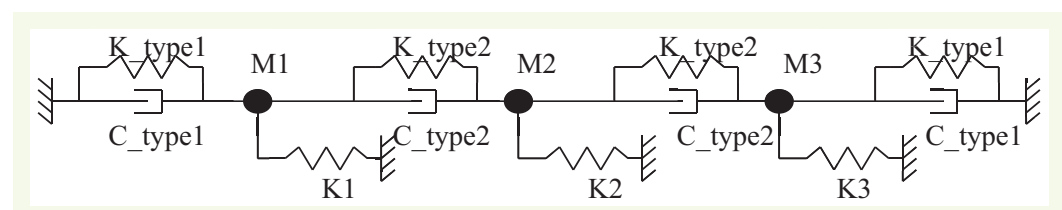
$$K = M \omega^2.$$

Enfin, les dispositifs amortisseurs sont modélisés par des systèmes ressorts-amortisseurs ( $K_{\text{type}}$ ,  $C_{\text{type}}$ ) en parallèle, placés au niveau des culées et entre les masses représentant les tabliers. Dans le cas présent, comme les dispositifs sont constitués d'amortisseurs purs, les éléments  $K_{\text{types}}$  sont neutralisés.

L'analyse se fait donc par résolution des équations différentielles non linéaires du mouvement du système à 3 degrés de liberté, à l'aide d'un schéma numérique de Newmark.

Le problème dynamique général est le suivant :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t)$$



**figure 5**  
Schéma simplifié de calcul de la structure.



avec pour notations :

F : force appliquée sur le système,

M : masse,

C : amortissement  $C = 2\xi\sqrt{KM}$ ,

K : raideur,

u : déplacement.

À un instant t donné, les forces entrant en jeu sont issues du système ainsi que des amortisseurs. On dissocie évidemment dans l'analyse l'accélération du système de celle du séisme (accélération du sol).

Le schéma de Newmark s'appuie sur les développements limités suivants :

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \Delta t [(1 - a)\ddot{u}(t) + a\ddot{u}(t + \Delta t)]$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \dot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - b)\ddot{u}(t) + b\ddot{u}(t + \Delta t)]$$

avec  $a = b = 1/2$  pour une accélération supposée constante dans l'intervalle de temps et avec  $a = 1/2$  et  $b = 1/3$  pour une accélération variant linéairement dans l'intervalle de temps considéré. Le schéma est inconditionnellement stable si :

$$a \geq \frac{1}{2} \quad \text{et} \quad b \geq \left(a + \frac{1}{2}\right)^2$$

Dans le cas d'une analyse temporelle dynamique, la sollicitation sismique est représentée par un accélérogramme. Nous avons choisi de travailler avec des accélérogrammes artificiels issus des spectres réglementaires des PS92, car nous ne disposons pas d'accélérogrammes réels pour la zone.

Pour créer ces accélérogrammes artificiels, nous avons utilisé les fonctions suivantes :

– la fonction amplification :

elle dépend de la fréquence excitatrice,  $f_{excitatrice}$ , (gamme de fréquence du spectre allant de  $f_0$  à  $f_1$ ), de la fréquence propre  $f_p$  (fréquence  $f_p(i)$  associée à chaque itération  $i$  de calcul) et de l'amortissement  $\xi$  :

$$A(f_{excitatrice}, f_p, \xi) = \frac{1}{\sqrt{1 - \left[ \frac{(i \cdot f_{excitatrice})^2}{f_p(i)^2} + 4\xi \left( \frac{i \cdot f_{excitatrice}}{f_p(i)} \right)^2 \right]}}$$

– la fonction SRSS :

elle dépend de la fréquence propre,  $f_p$ , de la gamme de fréquence du spectre allant de  $f_0$  à  $f_1$  et du pas de discrétisation choisi,  $nbre\_freq$  :

$$SRSS(f_p, f_0, f_1, nbre\_freq) = \sqrt{\sum_{fréquence} A[i \cdot (f_1 - f_0), f_p(i), \xi]^2}$$

– la fonction sinusoïdale

Elle dépend du temps,  $t$ , et de l'intervalle de temps,  $temps\_total$  :

$$E(t, temps\_total) = 0,5 \left[ 1 - \cos \left( \frac{2\pi t}{temps\_total} \right) \right]$$

L'accélérogramme est donc construit comme une succession de sinusoïdes en itérant sur le temps  $t$  et sur la fréquence pour chaque pas de temps :

$$sp(f) = \frac{\text{valeur\_spectre}(f, \text{site})}{SRSS(f, f0, f1, \text{nbre\_freq})}$$

$$phase(f) = 2\pi \cdot \text{fonction\_aléatoire}$$

$$acc(f) = \sum_t sp(f) \cdot \sin(2\pi f \cdot temps + phase(f))$$

$$acc(t) = acc(f) \cdot E(t, temps\_total)$$

## 5. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Afin d'optimiser le renforcement parasismique, différents scénarii ont été étudiés par l'analyse dynamique temporelle :

- liaison totale des viaducs en béton avec le viaduc métallique et amortisseurs au niveau des culées ;
- amortisseurs entre les viaducs en béton et le viaduc métallique et au niveau des culées ;
- viaduc métallique libre et amortisseurs sur culées pour les viaducs en béton.

### ■ 5.1. Liaison totale des viaducs en béton avec le viaduc métallique et amortisseurs au niveau des culées

#### › 5.1.1. Prédimensionnement des amortisseurs

Par la méthode de prédimensionnement du guide « Dispositifs spéciaux pour les ponts en zone sismique », nous avons obtenu les caractéristiques suivantes des amortisseurs pour un déplacement cible de 14 cm (correspondant à 30% d'amortissement environ) :

$$c = 5900 \text{ kN/(m/s)},$$

$$F = 4700 \text{ kN},$$

$$\xi = 26\%.$$

Par la méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs, on obtient :

$$c = 7531 \text{ kN/(m/s)}$$

$$F = 5900 \text{ kN}$$

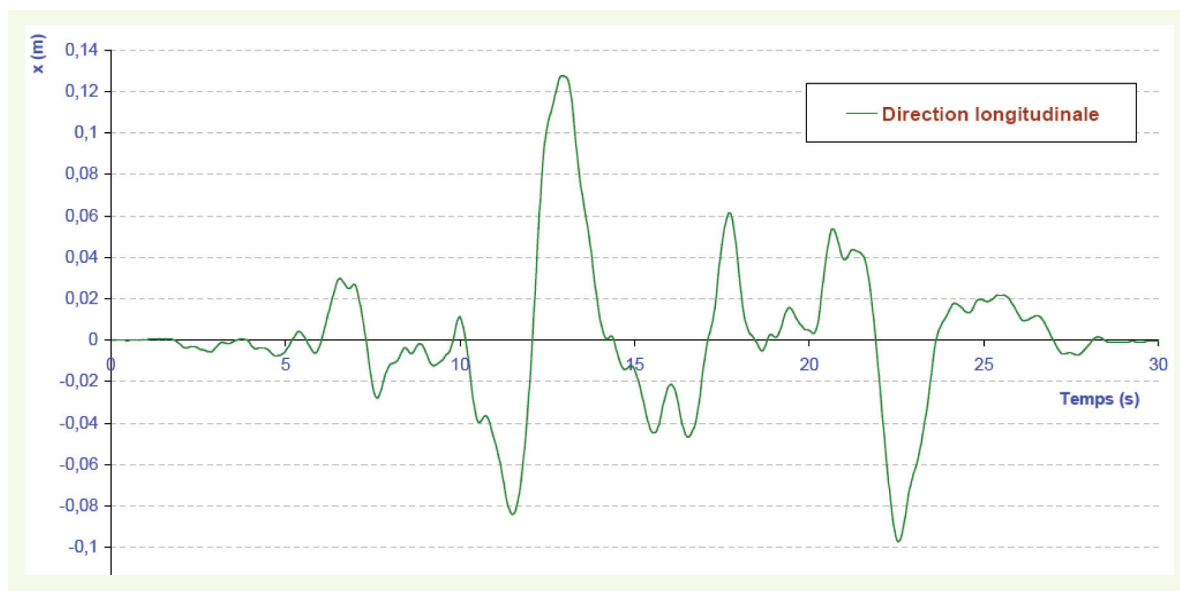
$$\xi = 28,7\%$$

Les deux méthodes donnent donc des résultats relativement proches.

#### › 5.1.2. Analyse dynamique temporelle

En utilisant le prédimensionnement des amortisseurs ( $c = 7,531 \text{ MN/(m/s)}$  et  $k = 0$ ), l'analyse fournit les résultats suivants (figure 6) :

- déplacement du système : 13 cm,



**figure 6**  
Déplacement relatif  
du tablier par rapport  
aux appuis en fonction  
du temps.

- effort dans l’amortisseur : 6,37 MN,
- effort dans le système : 11,81 MN.

Les efforts sont donnés pour les deux culées côté nord et les deux culées côté sud.

Le jeu disponible au niveau des culées étant de 2 à 3 cm, nous arrivons donc par itération à une constante d’amortisseur  $c$  de 38 MN/(m/s) avec  $\alpha = 0,15$ . Les efforts obtenus dans les amortisseurs au niveau des culées sont importants : 27,01 MN pour les deux culées de chaque côté (nord et sud).

## ■ 5.2. Amortisseurs entre les viaducs en béton et le viaduc métallique et au niveau des culées

### › 5.2.1. Prédimensionnement des amortisseurs

La méthode de prédimensionnement du Cahier Technique AFPS/Sétra « Dispositifs parasismiques pour les ponts » (à paraître) n’est pas directement applicable car le système est à trois degrés de liberté. La méthode basée sur l’énergie dissipée par les amortisseurs nous donne les caractéristiques suivantes pour un déplacement cible de 14 cm (correspondant à 30% d’amortissement environ):

- o Culée tablier nord
  - $c_1 = 1770 \text{ kN/(m/s)}$
  - $F_1 = 1329 \text{ kN}$
  - $\xi = 28,7 \%$
- o Culée tablier sud
  - $c_1 = 1916 \text{ kN/(m/s)}$
  - $F_1 = 1420 \text{ kN}$
  - $\xi = 28,7\%$
- o Tablier métal –Tablier béton nord
  - $c = 2500 \text{ kN/(m/s)}$
  - $\xi_1 = 15,3\%$
  - $\xi_2 = 24,4\%$
- o Tablier métal –Tablier béton sud
  - $c = 2500 \text{ kN/(m/s)}$
  - $\xi_1 = 14\%$
  - $\xi_2 = 33,1\%$

### › 5.2.2. Analyse dynamique temporelle

En utilisant le prédimensionnement des amortisseurs ( $c_{\text{culée}} = 1,9 \text{ MN}/(\text{m}/\text{s})$ ,  $c_{\text{tablier}} = 2,5 \text{ MN}/(\text{m}/\text{s})$  et  $k = 0$ ), on obtient (figure 7) :

- déplacement des tabliers en béton : 15,18 cm et 14,9 cm,
- déplacement du tablier en métal : 14,9 cm,
- effort dans les amortisseurs des culées : 1,63 MN,
- effort dans les amortisseurs entre les tabliers : 2,24 MN,
- effort dans les tabliers en béton : 3,30 MN,
- effort dans le tablier en métal : 7,10 MN.

Les efforts sont donnés pour les deux tabliers en béton côté nord et les deux tabliers en béton côté sud.

Pour atteindre le déplacement cible de 2 cm des tabliers béton au niveau des culées, nous avons itéré pour obtenir les caractéristiques suivantes pour les amortisseurs ( $\alpha=0.15$  et  $k=0$ ) :

$c_{\text{culée}} = > 18 \text{ MN}/(\text{m}/\text{s})$

$c_{\text{tablier}} = < 3 \text{ MN}/(\text{m}/\text{s})$

avec :

- déplacement du tablier béton : 2 cm,
- déplacement du tablier métal : 15,3 cm,
- effort dans les amortisseurs des culées :  $< 14 \text{ MN}$ ,
- effort dans les amortisseurs entre les tabliers :  $< 2,7 \text{ MN}$ ,
- effort dans le tablier béton :  $< 1 \text{ MN}$ ,
- effort dans le tablier métal :  $< 7,5 \text{ MN}$ .

Les efforts sont donnés pour les deux tabliers en béton côté nord et les deux tabliers en béton côté sud.

Ce scénario permet de réduire notablement les déplacements des viaducs en béton, tout en conservant un déplacement acceptable du viaduc métallique. Les efforts dans les amortisseurs sont assez importants. Les efforts dans les viaducs en béton sont acceptables, par contre les efforts dans le viaduc métallique sont importants.

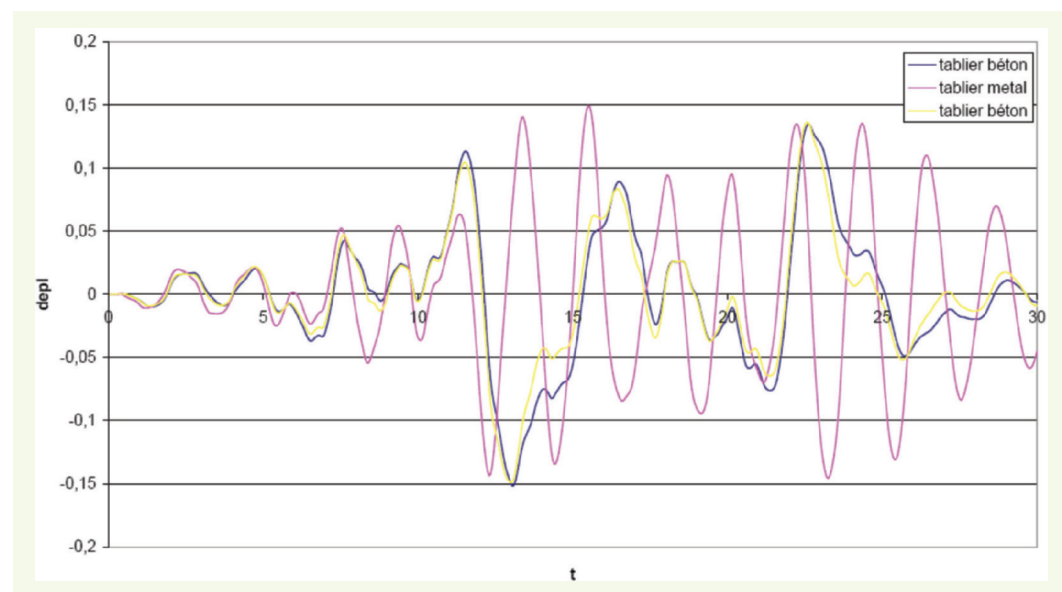


figure 7

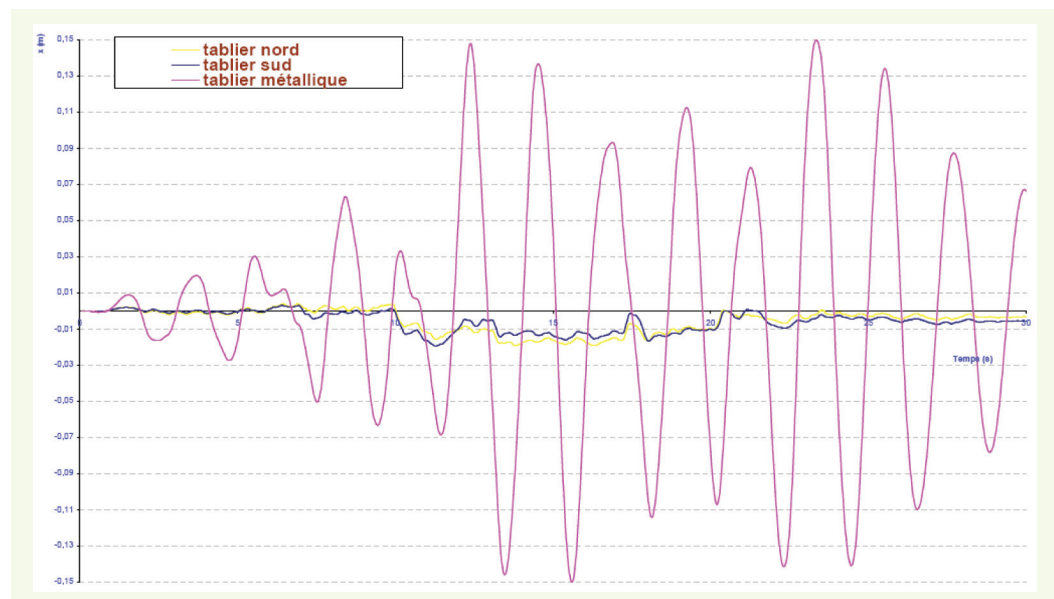
Déplacement relatif du tablier par rapport aux appuis en fonction du temps.

### ■ 5.3. Viaduc métallique libre et amortisseurs sur culées pour les viaducs en béton

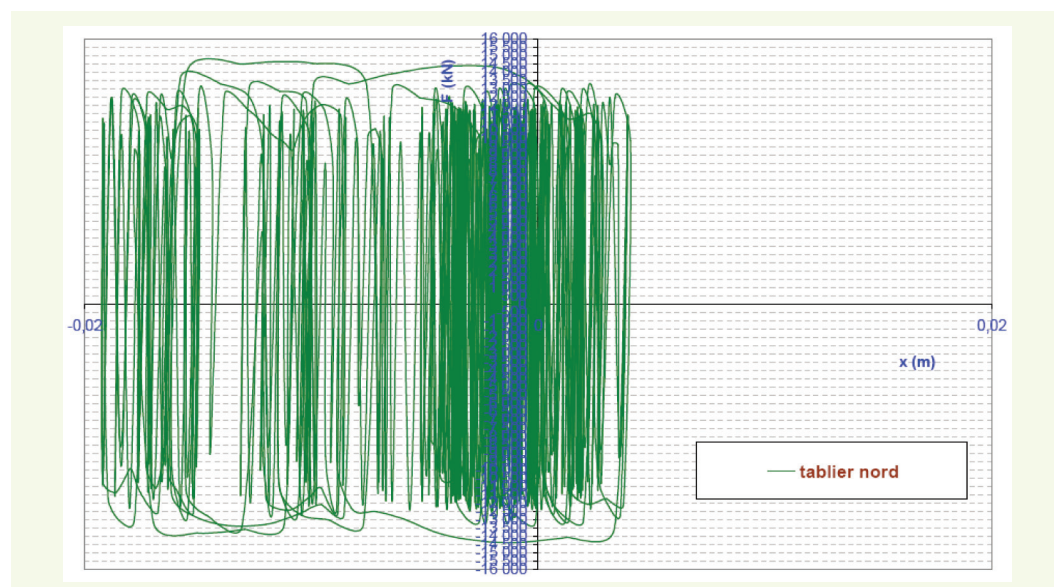
Le scénario précédent tend vers une réduction de l'amortissement entre les viaducs en béton et le viaduc métallique, ce qui explique ce troisième scénario. Afin de limiter le déplacement à 2 cm, nous avons retenu une constante d'amortissement  $c = 22 \text{ MN}/(\text{m}/\text{s}^2)$  (issue du scénario précédent), nous obtenons alors (figures 8 et 9) :

- déplacement des tabliers en béton : 2 cm,
- déplacement du tablier en métal : 15,3 cm,
- efforts dans les amortisseurs des culées : 15 MN et 14,5 MN,
- effort dans le tablier en béton : 0,5 MN,
- effort dans le tablier en métal : 7,3 MN.

Les efforts sont donnés pour les deux tabliers en béton côté nord et les deux tabliers en béton côté sud.



**figure 8**  
Déplacement relatif du tablier par rapport aux appuis en fonction du temps.



**figure 9**  
Réaction de l'amortisseur en fonction du déplacement relatif du tablier.

## ■ 5.4. Synthèse des résultats et conclusions de l'analyse

Le **tableau 1** synthétise les résultats obtenus, après optimisation des dimensions des amortisseurs. Compte tenu de la modélisation de l'ouvrage, les résultats sont donnés pour les deux viaducs en béton côté nord et les deux viaducs en béton côté sud en fonction des caractéristiques des amortisseurs. Les résultats sont ensuite analysés viaduc par viaduc, les viaducs en béton parallèles ayant des culées propres.

Le scénario avec une liaison parfaite entre les viaducs en béton et métallique et des amortissements au niveau des culées est intéressant, tant au niveau des déplacements qu'au niveau des efforts. Par contre, il conduit à des efforts très importants dans les amortisseurs de culées (27 MN pour les deux culées, soit 13,5 MN par culée).

Le scénario avec des amortisseurs sur culées ainsi qu'entre les viaducs en béton et métallique s'avère peu intéressant car son optimisation tend vers le scénario laissant libre le tablier métallique et amortissant les tabliers en béton sur culées.

Enfin le scénario laissant libre le tablier métallique et utilisant des amortisseurs au droit des culées permet de réduire considérablement les déplacements des tabliers en béton. Le tablier métallique se déplace de 15 cm, ce qui est acceptable compte tenu de la souplesse de cette structure et du jeu disponible entre le viaduc principal et les viaducs d'accès (23 cm). De plus, les efforts dans les tabliers en béton sont faibles, et ceux dans le tablier métallique sont acceptables compte tenu des efforts actuellement présents dans les béquilles. Enfin, les efforts dans les amortisseurs de culées sont divisés par deux par rapport au scénario avec liaison complète des tabliers (15 MN pour les deux culées, soit 7,5 MN par culée).

	Situation d'origine			Renforcement		
	néoprènes verticaux + connecteurs dynamiques	liaison parfaite entre tabliers + libres sur culées	liaison parfaite entre tabliers + bloqués sur culées	liaison parfaite entre tabliers + amortisseurs sur culées	amortisseurs entre tabliers + amortisseurs sur culées	tablier métallique libre + amortisseurs sur culées
$\alpha^*$	-	-	-	0,15	0,15	0,15
C* <sub>culée</sub>	-	-	-	38	>18	22
C* <sub>tablier</sub>	-	-	-	infini	<3	0
Déplacement tablier béton	10	30	0	2	2	2
Déplacement tablier métal	10	30	0	2	15,3	15,6
Effort amortisseurs des culées	-	-	-	27	14	15
Effort amortisseurs tablier	-	-	-	-	2,7	0
Effort viaduc béton	efforts de choc	efforts de choc	-	1,8	1	0,5
Effort viaduc métal	efforts de choc	efforts de choc	-		7,4	7,3
Effort culée	30	efforts de choc	100	27	14	15

**tableau 1**  
Sollicitations sismiques longitudinales.

\* $\alpha$  et C en MN/(m/s): constantes caractérisant les amortisseurs. Déplacements en cm et efforts en MN

L'ensemble des études montre que la configuration avec le tablier métallique libre et des amortisseurs au niveau des culées est la plus pertinente pour réduire à la fois les déplacements et les efforts. La résistance des piles, fondations et béquilles est assurée, ainsi que la stabilité des culées.

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. Les amortisseurs fonctionnant sur un débattement relativement faible de 2 à 3 cm, des butées de sécurité longitudinales sont envisagées au niveau des culées en cas de dépassement du séisme de calcul, de façon notamment à protéger les ancrages de précontrainte en abouts de poutres. 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 libres les déplacements sous séisme (amortisseurs à ressort précontraint ou système équivalent).

Vis-à-vis du séisme transversal, la résistance des piles, fondations, béquilles et culées et la suppression du risque d'échappement d'appui sont assurées par l'ajout de butées de sécurité sur piles courantes et de butées de blocage sur culées et piles-culées, qui conduisent à une répartition relativement homogène et optimisée des efforts sismiques entre les différents appuis de l'ouvrage.

## 6. CONCLUSION GÉNÉRALE

L'emploi d'amortisseurs a donc permis de converger vers une solution satisfaisante, en réduisant à la fois les déplacements et les efforts. 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 développée par le Sétra dans le cadre du guide à paraître « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants ». L'analyse temporelle dynamique a facilité ces études et nous avons montré qu'elle n'est pas aussi complexe que supposé puisqu'elle est accessible à partir d'outils de calculs relativement rudimentaires sous réserve d'un effort de programmation. L'emploi d'amortisseurs est une option de renforcement intéressante, les études étant accessibles, les dispositifs fiables et d'un coût raisonnable au regard des autres solutions.

La nouvelle carte du zonage sismique national définie par le Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français 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. En contrepartie, les coefficients de sol ont été augmentés. L'Arrêté du 26 octobre 2011 définit les paramètres de dimensionnement des ponts neufs en accord avec ce nouveau zonage et la norme européenne NF EN 1998-2 (Eurocode 8-2). Si les ponts existants n'entrent pas dans le champ d'application strict de cette nouvelle législation, il semblait néanmoins pertinent de compléter l'analyse en regardant les effets du nouveau zonage. Cela a conduit à augmenter la taille des amortisseurs (et donc les efforts transmis) au niveau des culées (1,5 fois, soit 12 MN/culée environ). Par contre, les déplacements du tablier métallique sont réduits à 7 cm environ (contre 14 cm aux PS92).

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**ARRÊTÉ DU 26 OCTOBRE 2011** relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal ».

**CAHIER TECHNIQUE AFPS/SÉTRA** : « Dispositifs parasismiques pour les ponts » (à paraître) – version de février 2013.

**DÉCRET N° 2010-1254 DU 22 OCTOBRE 2010** relatif à la prévention du risque sismique.

**DÉCRET N° 2010-1255 DU 22 OCTOBRE 2010** portant délimitation des zones de sismicité du territoire français.

**GUIDE AFPS92** pour la protection parasismique des ponts.

**GUIDE SÉTRA** : « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » - version provisoire de février 2012.

**GUIDE SÉTRA** : « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants » (à paraître) – version de mai 2013.

**NF EN 1998-1 ET NF EN 1998-1-NA** : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales,

actions sismiques et règles pour les bâtiments.

**NF EN 1998-2 ET NF EN 1998-2-NA** : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : Ponts.

**NF EN 15129** : Dispositifs antisismiques.