

Evaluation de l'impact de la nouvelle législation sismique sur la performance et le coût des ouvrages

sur la base du redimensionnement théorique selon l'EC8, d'un échantillon d'ouvrages réels dimensionnés aux PS92

Denis DAVI¹, Bruno VION¹

¹ Cerema/Direction territoriale Méditerranée, 30 Avenue Albert Einstein – CS 70499 – 13 593 AIX-EN-PROVENCE Cedex 3, denis.davi@cerema.fr

Résumé

Le présent article présente le recalcul et redimensionnement sismique théoriques en appliquant l'Eurocode 8-2 et la nouvelle législation sismique nationale, d'un échantillon de trois ouvrages réels existants de typologies différentes, préalablement dimensionnés selon les anciennes règles PS92. L'objectif est d'évaluer les conséquences de l'évolution de réglementation en termes de performance sismique, de dimensionnement et de coûts associés.

I. Contexte et objectifs de l'étude

L'évolution de la réglementation parasismique en France, caractérisée par le passage aux Eurocodes 8 et la publication du nouveau zonage sismique national, modifie sensiblement les pratiques dans les domaines du dimensionnement et de l'analyse du comportement sismique des structures de génie civil et notamment des ouvrages d'art. Cette avancée normative, qui permet de mettre à profit les dernières avancées scientifiques et technologiques en termes de connaissance et caractérisation de l'aléa sismique, de méthodes d'analyse structurelle ou de dispositifs de protection parasismique, pose également la question des conséquences de l'évolution de la réglementation parasismique du point de vue de la performance sismique des structures et des coûts associés.

L'objectif de l'étude résumée dans le présent article a consisté à analyser et évaluer les sources de divergence entre les niveaux de sécurité résultant de l'ancienne et de la nouvelle réglementation : impacts respectifs de l'évolution de l'aléa, des méthodes d'analyses ou des dispositions constructives forfaitaires... Pour cela, un redimensionnement théorique au séisme, sur la base des nouvelles règles EC8-2 et de la nouvelle législation sismique nationale, a été effectué sur un échantillon de trois ouvrages réels existants de typologies et conceptions différentes, dimensionnés initialement selon les règles PS92 :

- un portique en béton armé : le pont sur la Banquière à Saint-André la Roche (06),
- un pont dalle en béton précontraint sur appareils d'appui en élastomère fretté : l'ouvrage OA19 de la Liaison Est-Ouest (LEO) d'Avignon (84),

- un pont caisson en béton précontraint de grande longueur équipé de dispositifs parasismiques : le pont sur le Var à Saint-Isidore (06).

Les recalculs ont été effectués sur la base des hypothèses, modèles de calcul et éléments de dimensionnement issus des études de conception de l'époque (Projets d'Ouvrages d'Art) complétés et affinés le cas échéant au stade des études d'exécution. En réutilisant ces modèles et en y intégrant la mise à jour des hypothèses et méthodes de calcul sismiques telles que définies par la nouvelle législation et les nouvelles normes parasismiques en vigueur, l'analyse permet de fournir les nouveaux efforts nécessaires à la justification des sections de la structure et de ses fondations. La comparaison des sollicitations et efforts de dimensionnement ainsi que des critères de justification issus de la nouvelle et de l'ancienne réglementation, complétée par l'analyse des dispositions constructives parasismiques réglementaires forfaitaires à mettre en œuvre, permet de fournir une première évaluation sommaire de l'impact financier de cette évolution normative sur le coût de construction des ponts en zone sismique.

II. Le pont de St-André la Roche (06)

1. Caractéristiques géométriques et contexte sismique

Le pont sur la Banquière à Saint-André la Roche est un portique en béton armé à une seule travée de 21,54 m. L'ouvrage est droit. La traverse dont la largeur totale au centre de l'ouvrage est de 10,30 m, s'élargit au niveau des deux rives pour permettre le raccordement aux voies sur berges. Il porte une chaussée bi-directionnelle à deux voies de 3,75 m et deux trottoirs de 1,20 m. L'épaisseur de la traverse (hors couche de roulement et étanchéité) est de 0,73 m dans l'axe de l'ouvrage et diminue progressivement vers les bords. Des goussets de 0,90 x 0,30 m sont présents à l'encastrement de la traverse sur les piédroits.



Figure 1 : Vue générale du pont de St-André La Roche
(source : Cerema / DTerMed)

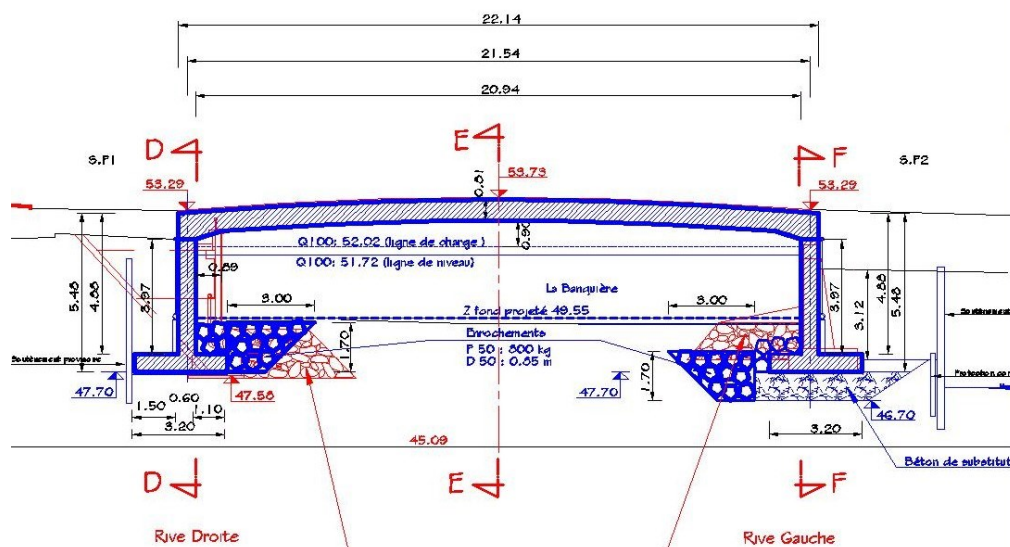


Figure 2 : Coupe longitudinale du pont de St-André La Roche
(source : POA, CETE Méd., mars 2007 [13])

Les piédroits de l'ouvrage ont une hauteur de 3,90 m (hors semelle et encastrement de la traverse), une épaisseur de 0,60 m et une largeur de 13,20 m en rive droite et de 19,40 m en rive gauche. Ils sont fondés à la cote 47,70 NGF sur des semelles superficielles dont les dimensions sont 0,60 m d'épaisseur, 3,20 m de largeur et respectivement 13,20 m et 19,00 m de longueur en rives droite et gauche.

Selon l'ancienne législation sismique (Décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique et Arrêté du 15 septembre 1995), l'ouvrage se situait en zone de sismicité II (sismicité moyenne) et était rangé en classe d'importance B, conduisant à une valeur d'accélération nominale a_N à prendre en compte pour le dimensionnement au séisme égale à $2,5 \text{ m/s}^2$. La nature et l'épaisseur des couches de sols ont par ailleurs conduit à retenir une classe de sol S1 au sens des anciennes règles AFPS92. Ce type d'ouvrage étant réputé peu sensible aux séismes et son encastrement dans le sol conduisant en outre à une faible déformabilité de la structure, le pont a été initialement conçu et dimensionné pour un comportement élastique ($q=1$).

Selon la nouvelle législation sismique (Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2012 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français [2] et 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 » [3]), l'ouvrage est situé en zone de sismicité 4, dite zone de sismicité moyenne. Sa catégorie d'importance est la catégorie II (les catégories d'importance I, II, III et IV ayant remplacé les anciennes classes A, B, C et B), ce qui correspond à un coefficient d'importance $\gamma_I = 1,0$. Au sens de la norme NF EN 1998-1 (Eurocode 8-1), la classe de sol est la classe B, ce qui correspond en Métropole à un coefficient de sol $S = 1,35$.

2. Principaux résultats de calculs

A. Accélération de calcul

Selon l'arrêté du 26 octobre 2011, l'accélération de référence a_{gr} pour la zone de sismicité 4 est de $1,6 \text{ m/s}^2$. Le coefficient d'importance γ_1 étant égal à 1,0, l'accélération de calcul, donnée par la relation $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr}$ est donc de $1,6 \text{ m/s}^2$.

Par rapport à l'ancienne réglementation PS92, la nouvelle législation sismique se traduit donc sur cet ouvrage par une diminution sensible (de l'ordre de -36%) de l'accélération sismique de calcul.

B. Choix de conception, méthode d'analyse et coefficients sismiques

L'ouvrage est de type portique, enterré à plus de 80%. Le coefficient de comportement q est donc pris égal à 1, conformément aux prescriptions du §4.1.6 de l'Eurocode 8-2. Le comportement de l'ouvrage est ainsi considéré comme strictement élastique.

L'ouvrage étant supposé indéformable, les forces d'inertie sont évaluées sans amplification spectrale et une approche en force (basée sur le calcul des coefficients sismiques conformément aux recommandations du §6.2.1 du guide « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 [8] ») est donc employée pour son dimensionnement. Ces coefficients sismiques intègrent désormais le coefficient de sol S , ce qui constitue une démarche légitime mais qui est plus pénalisante que dans les anciennes règles AFPS92. A ce stade de l'analyse, l'action sismique de calcul reste néanmoins plus favorable (environ -14%) selon la nouvelle réglementation.

C. Sollicitations sismiques de calcul

Les effets des efforts sismiques inertiels selon chacune des trois directions longitudinale, transversale et verticale ainsi que ceux résultant de la poussée dynamique des terres, évaluée selon la méthode de Mononobe-Okabe [8], ont été obtenus directement à partir d'un modèle ST1 spatial (figure 3).

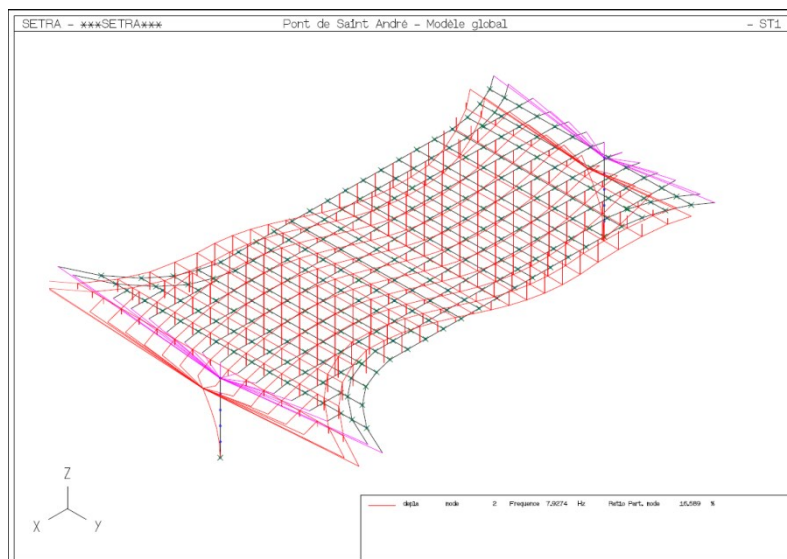


Figure 3 : Modélisation spatiale de l'ouvrage à l'aide du logiciel ST1
(source : Cerema / DTerMed)

A noter que selon la norme EC8-5, l'incrément dynamique de poussée des terres est désormais appliqué à mi-hauteur (au lieu des 2/3 de la hauteur selon les précédentes règles AFPS92) ce qui apparaît plus favorable. Il intègre cependant désormais le coefficient de sol S (majoration de 35% modélisant l'effet de site géologique). Finalement, l'application de la nouvelle réglementation se traduit ici par une légère diminution (-2,6%) de la poussée totale des terres à l'arrière des piédroits.

Les effets du séisme selon les trois directions principales sont alors combinés entre eux puis cumulés aux autres actions permanentes (prises avec leurs valeurs caractéristiques), conduisant ici à des sollicitations internes dans la structure (piédroits et traverse) inférieures de 5 à 7% à celles issues de l'application des anciennes règles PS92.

D. Eléments de dimensionnement

Au stade de la conception initiale, la combinaison ELS rare du Fascicule 61 titre 2 était apparue dimensionnante. C'est encore le cas dans le cadre du recalcul (combinaison ELS caractéristique de l'Eurocode 1). Par conséquent, les niveaux de ferrailage strictement nécessaires issus du calcul sont donc finalement équivalents selon l'un ou l'autre des règlements.

En revanche, et contrairement aux précédentes règles parasismiques qui imposaient systématiquement des dispositions constructives parasismiques forfaitaires très contraignantes en terme de ferrailage dans la structure, l'Eurocode 8-2 dispenserait ici d'appliquer de telles dispositions. En effet, la structure étant sensée rester dans le domaine élastique ($q = 1$) et les sollicitations « de service » couvrant les sollicitations sismiques avec une marge supérieure à 30%, il n'y a pas de section critique, au sens du §6.5.1(2)P de l'Eurocode 8-2, où des dispositions constructives forfaitaires devraient être appliquées.

Concernant la justification des fondations, il est à relever que les semelles superficielles ne sont plus justifiées au glissement selon les nouveaux critères de vérification, sensiblement plus sévère que les anciens. Cela conduirait, dans le cadre d'un dimensionnement à l'EC8, à prévoir une adaptation constructive : réalisation d'une bêche, traitement de la surface de contact visant à justifier un coefficient de frottement plus grand, ou scellement par armatures passives des semelles dans le sol de fondation par exemples.

E. Evaluation de l'impact financier de l'évolution législative sur l'ouvrage

En l'absence de sections critiques où des dispositions constructives parasismiques forfaitaires devraient être appliquées au sens de l'Eurocode 8-2, la seule vérification des sollicitations (sismiques et non-sismiques) conduirait à un ratio volumique d'armatures moyen de l'ordre de 120 kg/m^3 dans l'ensemble de la structure. Comparativement, les dispositions constructives parasismiques réglementaires imposées par les règles PS92 avaient conduit à adopter un ratio moyen de 200 kg/m^3 dans les piédroits et les semelles et de 120 kg/m^3 dans la traverse. Un dimensionnement selon l'EC8 conduirait donc à une économie de l'ordre de 25% sur les quantités d'aciers (évaluées à 80 k€ environ au stade projet).

Cette économie serait néanmoins partiellement compensée par la nécessité de réaliser une bêche ou des adaptations particulières (traitement de surface, scellement d'armatures...) pour justifier les semelles superficielles au glissement, évaluées grossièrement à une majoration de 5% du coût des semelles (évalué à 65 k€ au stade projet pour la partie Génie

Civil). A l'échelle du coût global de l'ouvrage (évalué à environ 600 k€ HT au stade du POA), ces évolutions sont néanmoins relativement marginales : - 3,3% pour le gain sur les aciers et +0,5% pour l'adaptation des semelles de fondations.

3. Synthèse des principaux enseignements

Sur ce premier cas d'étude, sur la base d'une accélération sismique de calcul réduite de 36%, l'application de l'Eurocode 8-2 et de la nouvelle législation sismique nationale conduit à des efforts sismiques appliqués réduits de 14 à 28%. Au niveau des sollicitations internes globales (intégrant les effets inertiel du poids propre de la structure et de la poussée statique des terres), cela se traduit finalement par une évolution relativement mineure (de l'ordre de - 5 à -7% selon les sections).

L'ouvrage étant surdimensionné de plus de 30% vis-à-vis de l'action sismique de calcul (combinaison ELS caractéristique largement dimensionnante), l'évolution en termes de coût est par conséquent essentiellement induite par la dispense des dispositions constructives selon l'Eurocode 8 ; ce qui représente une réduction de 25% des quantités d'armatures passives, soit une économie d'environ 2,8% sur le montant global évalué de la construction de l'ouvrage.

A noter enfin que du point de vue de la conception de l'ouvrage, l'application de la nouvelle réglementation conduirait à prévoir une bêche ou des adaptations particulières (traitement de surface, scellement d'armatures...) au niveau des semelles du fait notamment de la non prise en compte dans l'EC8-5, pour la vérification des semelles superficielles, de la cohésion du sol.

III. L'OA19 de la LEO en Avignon (84)

1. Caractéristiques géométriques et contexte sismique

L'OA19 est un pont dalle en béton précontraint, sur la Liaison Est Ouest (LEO), à proximité de la gare TGV d'Avignon. L'ouvrage est constitué de deux demi-tabliers dissymétriques, mono-travées de 20,80 m de portée et légèrement biais (93,7 grades). Les culées, composées chacune de deux parties sur lesquelles s'appuient les deux demi-tabliers, sont fondées superficiellement. Les piédroits de ces culées ont pour hauteur maximale 9,50m, et pour largeur respectivement 11,90m et 12,50m. Leur épaisseur en zone courante est de 0,70 m. Chacun de ces quatre piédroits est raidi au moyen de quatre « contreforts » disposés selon la direction longitudinale de l'ouvrage et présentant une surlargeur de 1,15 m et une épaisseur de 0,50 m permettant d'augmenter leur résistance selon cette direction (figure 4), notamment vis-à-vis de la poussée des terres.

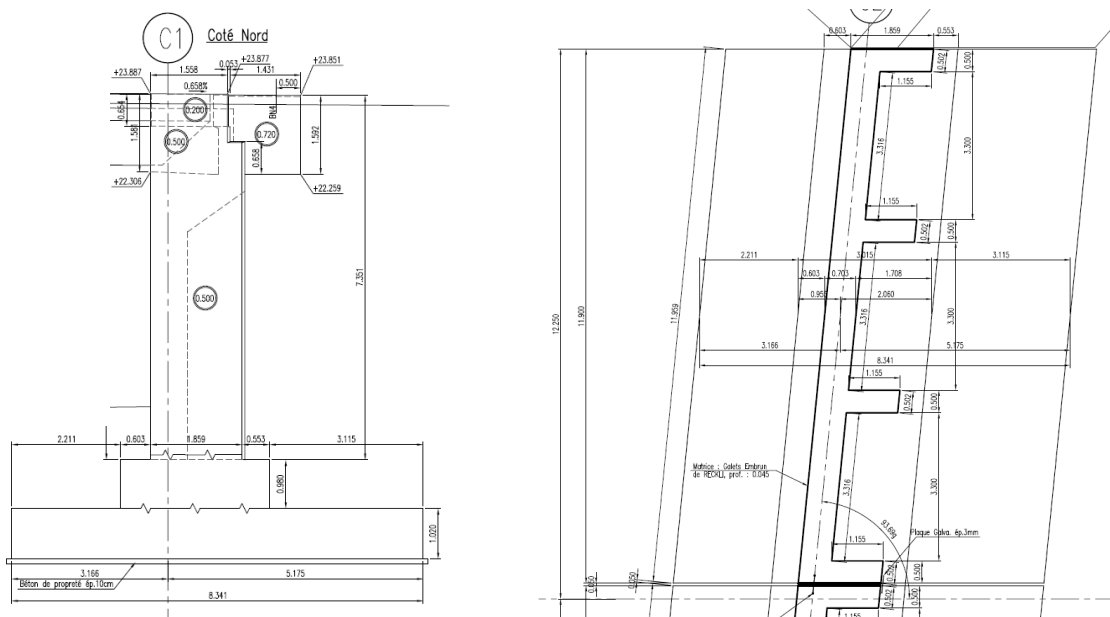


Figure 4 : Elévation latérale et vue en plan d'une demi-culée de l'OA19
(source : SIAM Ingénierie [14])

Chaque tablier repose sur quatre appareils d'appui (deux par culée) en élastomère fretté de dimensions 0,400 x 0,500 x 4 x 0,012 m. La conception parasismique de l'ouvrage diffère ainsi entre la direction longitudinale et transversale :

- Selon la direction longitudinale, elle repose sur une isolation sismique par le biais des appareils d'appui en élastomère fretté.
- Selon la direction transversale, le tablier est bloqué transversalement par des butées parasismiques de blocage et le comportement sismique est donc essentiellement imposé par la raideur latérale des voiles des culées.



Figure 5 : Vue des butées parasismiques transversales de l'OA19
(source : Cerema / DTerMed)

Selon le décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique, l'ouvrage se situait en zone de sismicité la (sismicité faible). Il était rangé en classe d'importance C au sens de l'ancien arrêté du 15 septembre 1995, et la classe de sol représentative des conditions géologiques du site était S2. Selon le nouveau zonage sismique national [2], la commune d'Avignon est désormais située en zone de sismicité 3 (modérée), ce qui

correspond à une augmentation d'un niveau par rapport à l'ancienne réglementation. La catégorie d'importance est III au sens de l'arrêté « ponts » du 26 octobre 2011, conduisant à un coefficient d'importance $\gamma_1 = 1,2$. Compte tenu de la nature et de l'épaisseur des couches de sols, la classe de sol est B, ce qui correspond en Métropole à un coefficient de sol $S = 1,35$ [3].

2. Principaux résultats de calculs

A. Accélération de calcul

Selon l'arrêté du 26 octobre 2011, l'accélération de référence a_{gr} pour la zone de sismicité 3 est de $1,1 \text{ m/s}^2$. Le coefficient d'importance γ_1 est égal à $1,2$. L'accélération de calcul donnée par la relation $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr}$ est donc de $1,32 \text{ m/s}^2$. L'accélération verticale de calcul est $a_{vg} = 0,9 a_g = 1,19 \text{ m/s}^2$.

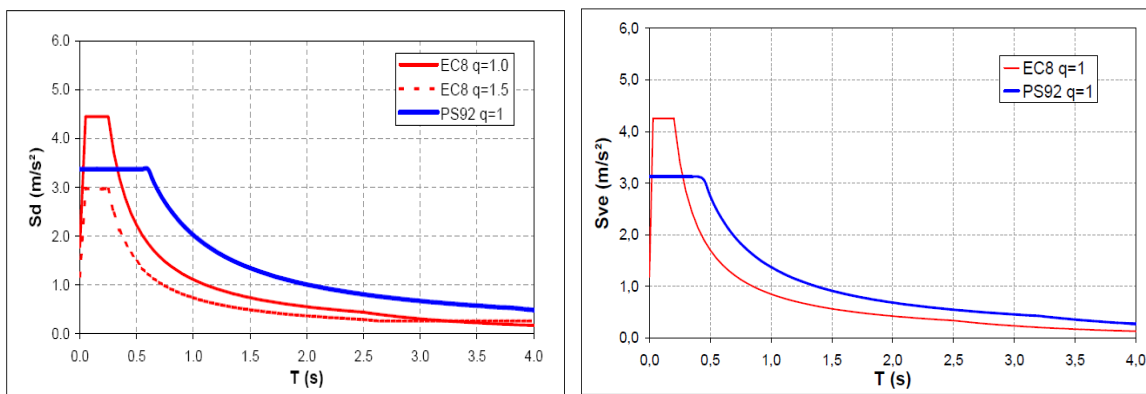
Selon l'ancienne réglementation, la zone de sismicité (zone Ia) et la classe de l'ouvrage (classe C) conduisaient à retenir une accélération nominale $a_N = 1,5 \text{ m/s}^2$ selon la direction horizontale et $a_{N,v} = 0,7 a_N = 1,05 \text{ m/s}^2$ selon la direction verticale. Par rapport à l'ancienne réglementation PS92, la nouvelle législation sismique se traduit donc sur cet ouvrage, et malgré le fait que la ville d'Avignon ait été remontée d'un niveau dans le nouveau zonage sismique national, par une diminution de l'ordre de -12% de l'accélération sismique de calcul selon la direction horizontale et par une augmentation de l'ordre de $+13\%$ selon la direction verticale.

B. Méthode d'analyse, coefficients de comportement et spectres de calcul

L'ouvrage étant de géométrie très simple et régulière, les sollicitations sismiques peuvent être calculées « à la main » à partir d'une analyse spectrale monomodale, dite « méthode du tablier rigide » [5] [8]. Le type de comportement (et le coefficients de comportement associé) est en revanche à distinguer selon la direction de séisme considérée : comportement élastique ($q=1$) selon les directions longitudinale (isolation sismique par les appareils d'appui en élastomère fretté) et verticale ; comportement à ductilité limitée ($q=1,5$) selon la direction transversale (légère plastification possible des voiles de culées).

Les mêmes méthodes de calcul avaient été appliquées dans le cadre du dimensionnement de l'ouvrage selon les règles AFPS92. En revanche, la notion de comportement à ductilité limitée n'existant pas dans ce précédent règlement de calcul, le dimensionnement de l'ouvrage avait été basé sur un comportement parfaitement élastique ($q = 1$) dans toutes les directions.

Les figures 6a et 6b présentent une comparaison des spectres de calculs utilisés selon les règles AFPS92 et Eurocode 8 respectivement pour chacune des directions horizontale et verticale.



a) spectres horizontaux

b) spectres verticaux

Figure 6 : Comparaison des spectres sismiques PS92 et EC8 utilisés pour le recalcul de l'OA19 (source : Cerema / DTerMed)

C. Sollicitations sismiques de calcul

Selon la norme Eurocode 8-2, deux analyses doivent être effectuées selon deux ensembles de propriétés relatives à la rigidité des appareils d'appui :

- UBDP : propriétés de calcul limites supérieures du module de cisaillement de l'élastomère (conduisant en général aux efforts les plus importants) ; ici $G_{b,max} = 1,15$ MPa ;
- LBDP : propriétés de calculs limites inférieures du module de cisaillement de l'élastomère (conduisant en général aux déplacements les plus importants) ; ici $G_{b,min} = 1,00$ MPa.

A partir d'une masse de tablier évaluée à 617 tonnes et une période propre fondamentale de vibration de l'ordre de 1,15 secondes, ces caractéristiques conduisent à un effort et un déplacement sismiques maximaux selon la direction longitudinale évalués respectivement à 611 kN et 34 mm.

Comparativement, les calculs basés sur les anciennes règles AFPS92 avaient conduit, sur la base d'un module de cisaillement de l'élastomère de 1,2 MPa, à un effort et un déplacement sismiques maximaux selon la direction longitudinale évalués respectivement à 1130 kN et 56 mm (soit respectivement -46% et -40% pour la nouvelle législation).

En ce qui concerne la poussée des terres à l'arrière des piliers, évaluée selon la méthode de Mononobe-Okabe, l'application de l'Eurocode 8 se traduit par une augmentation de 27% sur la valeur de la poussée dynamique globale par rapport aux PS92, dont +98% sur le seul incrément dynamique (résultat de l'effet cumulé de la prise en compte dans l'Eurocode 8 du coefficient de sol S et du coefficient de sécurité de 1,25 sur les angles de frottement). Toutefois cet effort étant appliqué plus bas, la variation du moment de poussée dynamique globale résultant en pied de piliers est de +4% (+50% pour la variation de moment dû à l'incrément dynamique). Cet effort est désormais en outre à cumuler directement aux efforts inertiels provenant du tablier et de la masse de la culée [6] [8], contrairement aux anciennes règles AFPS92 qui préconisaient une combinaison quadratique, plus favorable et a priori plus réaliste. Les sollicitations résultantes sismiques totales sur les appuis selon la direction longitudinale s'en trouvent globalement majorées de 20 à 25%.

Selon les directions transversale et verticale, l'application de l'Eurocode 8-2 et de la nouvelle législation sismique induirait, par rapport aux anciennes règles PS92, une variation de -12% sur les sollicitations sismiques transversales et +40% sur les sollicitations sismiques verticales (réactions d'appui et flexion de la dalle).

D. Eléments de dimensionnement

Du point de vue du ferrailage des appuis, l'application de la nouvelle législation sismique conduirait, dans le cas de cet ouvrage à un ratio d'armatures passives relativement équivalent (du fait notamment de dispositions constructives forfaitaires sensiblement moins contraignantes), évalué à environ 120 kg/m³. La prise en compte de l'augmentation des sollicitations sismiques verticales induites dans le tablier par les spectres EC8 pourraient néanmoins amener à augmenter les quantités d'armatures passives dans ce dernier ou à devoir réviser le tracé des câbles de précontrainte vis-à-vis de l'accélération ascendante à vide.

Comme dans le cas de l'exemple précédent, les fondations superficielles ne seraient plus justifiées, ni vis-à-vis du critère de poinçonnement ni vis-à-vis de celui du glissement, ce qui conduirait dans le cadre d'un dimensionnement à l'EC8, à prévoir une adaptation constructive de type bêche ou scellement par armatures passives dans le sol de fondation, ou à envisager des fondations profondes.

Enfin, le dimensionnement imposé par l'EC8-2 du souffre des joints de chaussée fusibles pour le séisme « de service » (correspondant à 40% de l'accélération du séisme de calcul « ultime »), ainsi que l'application du principe de butées de sécurité intervenant uniquement en fin de course des appareils d'appui, se traduiraient ici par :

- une augmentation du souffre des joints de chaussée de +24% et une augmentation du jeu avant butée sur le garde-grève de +63% ;
- une augmentation de la résistance nominale des butées de blocage transversal de 18%.

L'impact financier de ces évolutions n'a ici pas pu être évalué, les données relatives au coût du projet n'ayant pas été retrouvées.

3. Synthèse des principaux enseignements

Sur ce deuxième cas d'étude, l'application des nouvelles règles parasismiques EC8-2 conduit à une augmentation des efforts sismiques de dimensionnement des appuis, selon la direction longitudinale, de l'ordre de 20 à 25% par rapport aux précédentes règles PS92. Provenant essentiellement d'une majoration de l'incrément dynamique de poussée des terres (+98%), désormais cumulé en outre directement avec les efforts inertiels provenant du tablier, cette augmentation (même si le point d'application de l'effort correspondant est désormais plus bas) conduirait à une remise en cause du principe des fondations de l'ouvrage pour lesquelles des semelles superficielles ne seraient plus adaptées (non justifiées au glissement et poinçonnement du sol).

Pour le reste des éléments d'appuis (piédroits et appareils d'appui en élastomère fretté), l'évolution de la réglementation parasismique et des codes de calcul associés semblent sans effet notable, à l'exception des butées de blocage transversal dont la résistance nominale se trouve augmentée de 18%.

A noter qu'en ce qui concerne le tablier, la prise en compte de l'augmentation des sollicitations sismiques verticales induites par les spectres EC8 (+40%) pourraient amener à augmenter les quantités d'armatures passives ou à devoir réviser le tracé des câbles de précontrainte vis-à-vis de l'accélération ascendante.

Il est rappelé que l'interprétation de ces résultats est à considérer au regard du contexte particulier de cet ouvrage, dont le site d'implantation correspond à une zone de sismicité dont le niveau a été rehaussé d'un cran dans le cadre du nouveau zonage sismique national.

IV. Le pont sur le Var à St-Isidore (06)

1. Description géométrique, contexte et conception parasismique d'origine

A. Description de l'ouvrage

Le Pont sur le Var, construit en 2002, porte la route RD6202bis entre Nice St-Isidore et St-Martin-du-Var, construite à l'époque pour délester la nationale RN 202 (aujourd'hui RD6202), axe routier principal de desserte de la vallée du Var, d'une partie de son trafic, notamment dédié au transit et aux échanges inter-cités. L'ouvrage, dénommé OA1, se situe au niveau de Saint-Isidore et franchit le fleuve Var ainsi que l'autoroute A8. Il s'agit d'un pont en béton précontraint, d'une longueur de 438 m répartie en 6 travées de 72 à 75 m (figure 8).



Figure 7 : Vue générale du pont sur le Var à St-Isidore
(source : DDE 06)

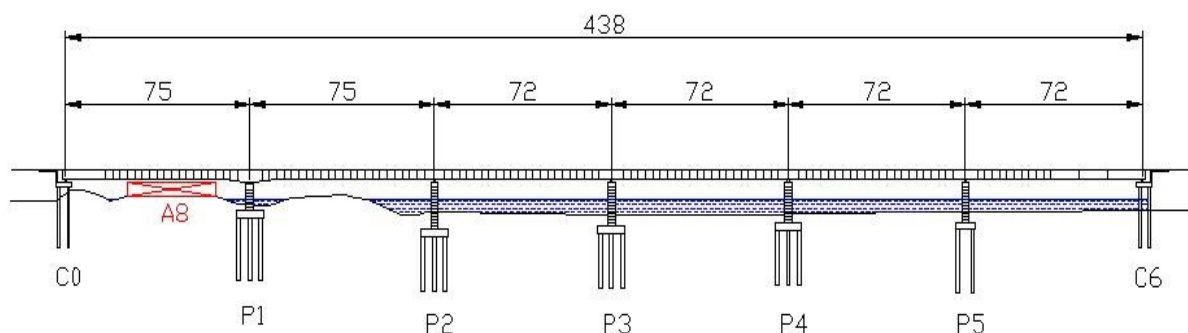


Figure 8 : Coupe longitudinale de l'ouvrage
(source : CEREMA)

Le tablier, dont la masse totale est de 17.000 tonnes, est constitué d'un caisson en béton précontraint d'une largeur de 14,10 m et d'une hauteur de 3,65 m. Il a été construit, selon la méthode des encorbellements successifs, par éléments de 3 m de longueur coulés en place. Il repose par l'intermédiaire d'appareils d'appui à pot glissants sur des piles de hauteurs comprises entre 9 et 16 m, de section circulaire pleine de 3 m de diamètre et fondées sur des pieux de diamètre 1,40 m et de longueur 20 m environ pour lesquels c'est la situation quasi-permanente (ELS QP) qui s'est avérée dimensionnante du point de vue de la géométrie (diamètre et longueur des pieux pour la reprise des descentes de charges) tandis que le séisme a imposé le ferrailage (résistance en flexion).

La RD6202bis portée par l'ouvrage, qui assure les flux d'échanges dans la basse vallée du Var et de transit vers l'arrière-pays, constitue un élément de desserte essentiel tant d'un point de vue géographique (au centre de l'agglomération azurienne) que d'un point de vue économique (présence des trois grands pôles industriels et tertiaires de Nice, Carros et Saint-Laurent-du-Var). Elle a en outre vocation, en cas de crise sismique, à jouer un rôle prépondérant tant dans l'acheminement des secours que dans la reprise rapide de l'activité socio-économique. En raison de ces différents critères d'importance et aussi parce qu'il franchit l'autoroute A8, l'OA1 a été rangé, au moment de sa conception selon les anciennes règles parasismiques nationales PS92, en classe D vis-à-vis du risque sismique. Cette classe D était à l'époque la plus contraignante pour les infrastructures puisqu'elle supposait que celles-ci puissent être immédiatement utilisées après un séisme de référence. Elle correspond désormais à la catégorie d'importance IV au sens de la nouvelle législation sismique nationale.

Signalons par ailleurs que la région niçoise était classée en zone sismique II, zone la plus élevée au regard de la sismicité en France métropolitaine au sens du Décret du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique (zone 4 dite de sismicité moyenne au sens de la nouvelle législation). Ces paramètres ont conduit, pour le dimensionnement de cet ouvrage, à réaliser des études sismiques poussées prenant en compte un niveau de séisme correspondant à une accélération nominale ou de calcul la plus élevée pour la France métropolitaine.

B. Conception et dimensionnement parasismiques d'origine selon les PS92

Au sens des anciennes règles PS92, pour un ouvrage de classe D situé en zone de sismicité II, les accélérations nominales selon les directions horizontales et verticale étaient respectivement $a_N = 3,5 \text{ m/s}^2$ et $a_{N,v} = 0,7 \cdot a_N = 2,45 \text{ m/s}^2$. Les conditions de sol rencontrées au droit de l'ouvrage correspondaient à un site de type S1.

Plusieurs itérations furent nécessaires pour aboutir à la conception parasismique définitive de l'ouvrage [13]. Cette conception peut être qualifiée de « mixte » dans le sens où elle associe à la fois la ductilité de certains éléments structuraux (coefficient de comportement $q > 1$) et l'emploi dans la direction longitudinale de dispositifs amortisseurs qui apportent une sécurité supplémentaire.

Ainsi selon la direction transversale, le principe de conception parasismique retenu repose sur l'utilisation de butées de blocage transversal sur chacun des appuis et sur la formation éventuelle de rotules plastiques au pied de chacune des piles intermédiaires, tandis que selon la direction longitudinale seule la pile centrale P3 équipée d'une butée longitudinale serait susceptible de plastifier en pied. Des amortisseurs longitudinaux ont été disposés au droit des piles P2 et P4 afin de mieux répartir les efforts sismiques selon cette direction et limiter les déplacements sous séisme, permettant ainsi notamment l'utilisation de joints de chaussée usuels (figure 9).

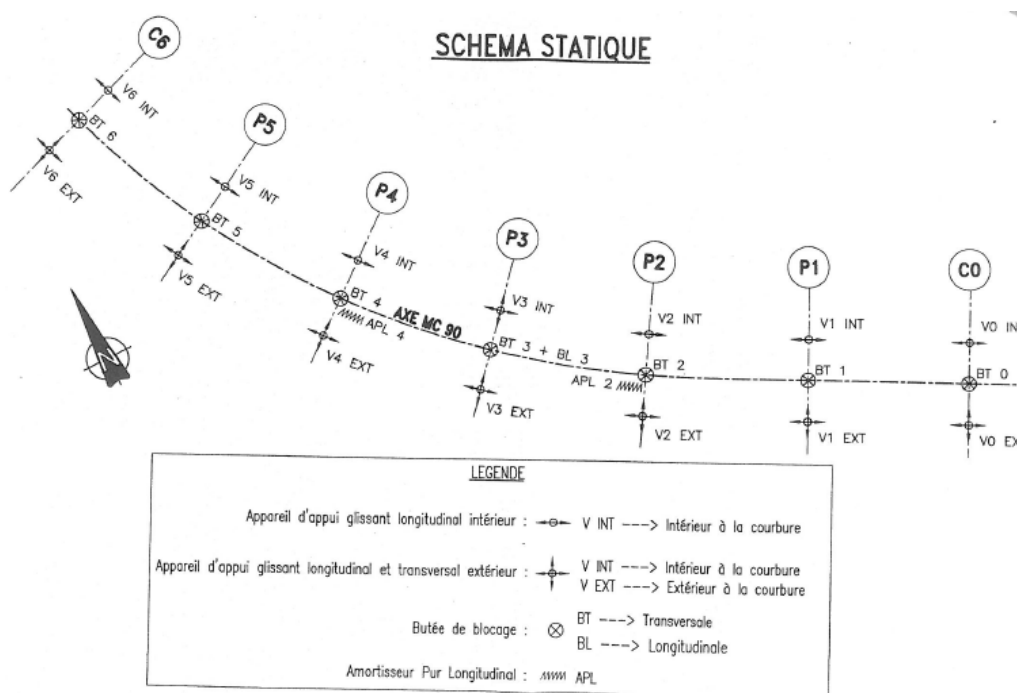


Figure 9 : Schéma statique général et conditions d'appuis de l'ouvrage
(source : SECOA [14])

Les dispositifs amortisseurs disposés en têtes de piles P2 et P4 ont été choisis dans les gammes de produits disponibles sur le marché (ASR-900 de la société Jarret/Etic@ - figure 10a). Il s'agit d'amortisseurs purs (dépendant uniquement de la vitesse de déplacement) dont le comportement se traduit par une équation de type $F=C \cdot V^{\alpha}$ (ici : $F \text{ (kN)} = 1118 \cdot V^{0,15}$). Les efforts obtenus au niveau des butées parasismiques (de l'ordre de 700 tonnes) ont notamment conduit à utiliser pour ces butées des profilés métalliques (figures 10b et 10c).

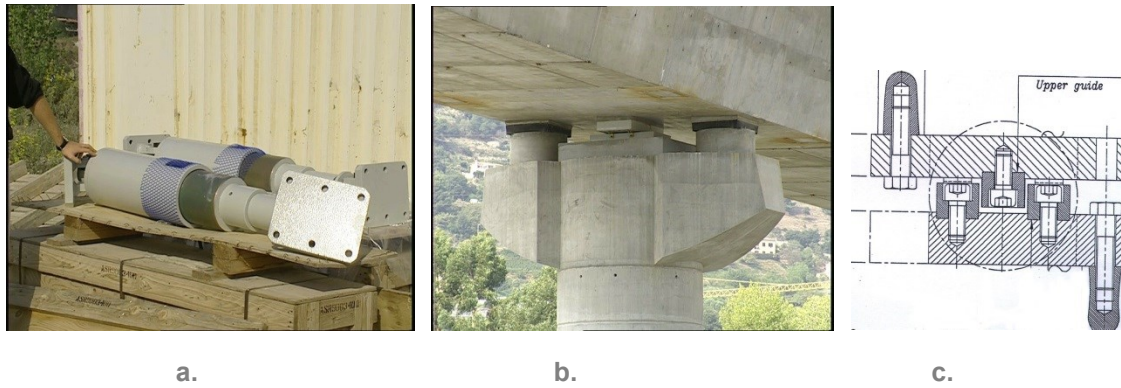


Figure 10 : Schéma statique général et conditions d'appuis de l'ouvrage
(source : SECOA [14])

Deux des quatre amortisseurs ASR900 disposés sur les piles P2 et P4 pour la reprise du séisme longitudinal

Butée parasismique transversale à profilé métallique disposée en tête de pile
Schéma fonctionnel de la butée parasismique

L'application du principe de ductilité, qui permet d'abaisser les efforts issus de l'analyse élastique en les divisant par un coefficient de comportement q dont la valeur est de l'ordre de 3 pour des fûts de pile en béton armé, se traduit en contrepartie par l'application de dispositions constructives particulières et relativement contraignantes, qui permettent de conférer à la structure une ductilité suffisante, c'est-à-dire qu'elle est capable de supporter, sans perte de résistance, un niveau de déformation plastique important (endommagement maîtrisé). Parmi ces dispositions constructives, telles que décrites par les anciennes règles AFPS92, on pouvait notamment citer l'augmentation des longueurs d'ancrage et de recouvrement des aciers passifs ainsi qu'une densité très importante du ferrailage transversal, particulièrement dans les zones potentielles de rotules plastiques mais pas uniquement, et dont la triple fonction était de confiner le béton, réduire le risque de flambement des armatures longitudinales et augmenter la résistance à l'effort tranchant.

En pratique sur cet ouvrage, l'application des dispositions constructives réglementaires, cumulée aux sollicitations de calcul et à l'application du principe de dimensionnement en capacité visant à surdimensionner certaines zones de la structure par rapport à d'autres où se concentre la dissipation d'énergie (rotules plastiques, amortisseurs...), ont conduit à des ratios d'armatures passives particulièrement élevés dans les appuis (jusqu'à 337 kg/m^3 en moyenne dans les fûts de piles et 200 kg/m^3 dans les semelles – figure 11).

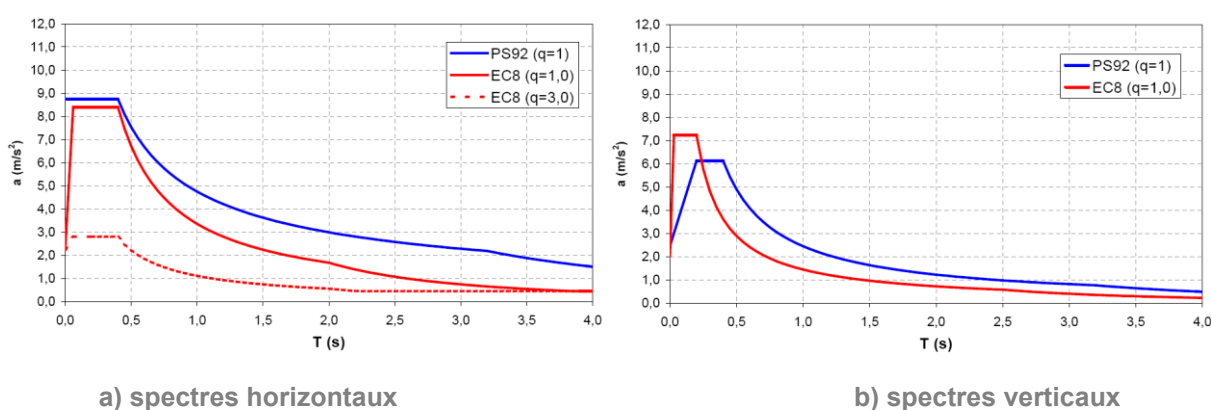


Figure 11 : Densité de ferrailage très importante en pied de fût de pile
(source : Cerema / DTerMed)

2. Redimensionnement théorique selon l'Eurocode 8

A. Caractérisation de l'action sismique

Au sens de la nouvelle législation sismique nationale [3], pour un ouvrage de catégorie IV situé en zone de sismicité 4, les accélérations de calcul selon les directions horizontales et verticale sont respectivement $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 1,4 \times 1,6 \text{ m/s}^2 = 2,24 \text{ m/s}^2$ (soit -36% par rapport à l'accélération nominale PS92) et $a_{vg} = 0,9 \cdot a_g = 2,02 \text{ m/s}^2$ (soit -18% par rapport à l'accélération nominale verticale PS92). Pour un sol de classe C correspondant aux conditions de sol rencontrées, et pour un amortissement relatif équivalent respectivement de 5% selon les directions horizontales (piles en béton armé) et de 2% selon la direction verticale (tablier en béton précontraint), les spectres représentant l'action sismique de calcul selon l'Eurocode 8 et les anciennes règles PS92 sont représentés par les figures 12a et 12b, respectivement pour les directions horizontale et verticale.



a) spectres horizontaux

b) spectres verticaux

Figure 12 : Comparaison des spectres sismiques PS92 et EC8 utilisés pour le recalcul du pont sur le Var (source : Cerema / DTerMed)

On observe sur ces spectres que :

- sous séisme horizontal, pour les principales fréquences propres de vibration de la structure (comprises entre 0,9 s et 2,8 s), l'Eurocode 8 conduit à une diminution de la réponse spectrale de l'ordre de -27% à -63% par rapport aux PS92 ;
- sous séisme vertical, pour les principales fréquences propres de vibration de la structure (comprises entre 0,7 s et 0,9 s), l'Eurocode 8 conduit à une diminution de la réponse spectrale de l'ordre de -41% par rapport aux PS92 ; en revanche, pour les fréquences plus « raides » se situant sur le plateau du spectre vertical, le redimensionnement Eurocode 8 se traduit par une augmentation de la réponse spectrale de l'ordre de +18%.

La prise en compte du comportement des dispositifs amortisseurs sous séisme longitudinal a nécessité de procéder à une analyse dynamique temporelle non-linéaire. Pour cette analyse, quatre accélérogrammes naturels provenant de séismes européens compatibles avec le niveau de sismicité du site ont été utilisés [15] (tableau 1 et figure 13). Les données sismologiques relatives à ces 4 accélérogrammes sont récapitulées ci-dessous :

| Séisme (pays, date) | Magnitude | Profondeur | Distance épicentre / enregistrement | Direction |
|-----------------------------|-----------|------------|--|-----------|
| Friuli (Italie, 11/09/1976) | 5,6 | 12 km | 15 km | E-W |
| Friuli (Italie, 15/09/1976) | 6,1 | 8 km | 14 km | E-W |
| Kozani (Grèce, 19/05/1995) | 5,3 | 7 km | 16 km | N-S |
| | | | | E-W |

Tableau 1 : Données sismologiques relatives aux quatre accélérogramme utilisés pour l'analyse dynamique temporelle (source : Cerema / DterMed / LR de Nice [15])

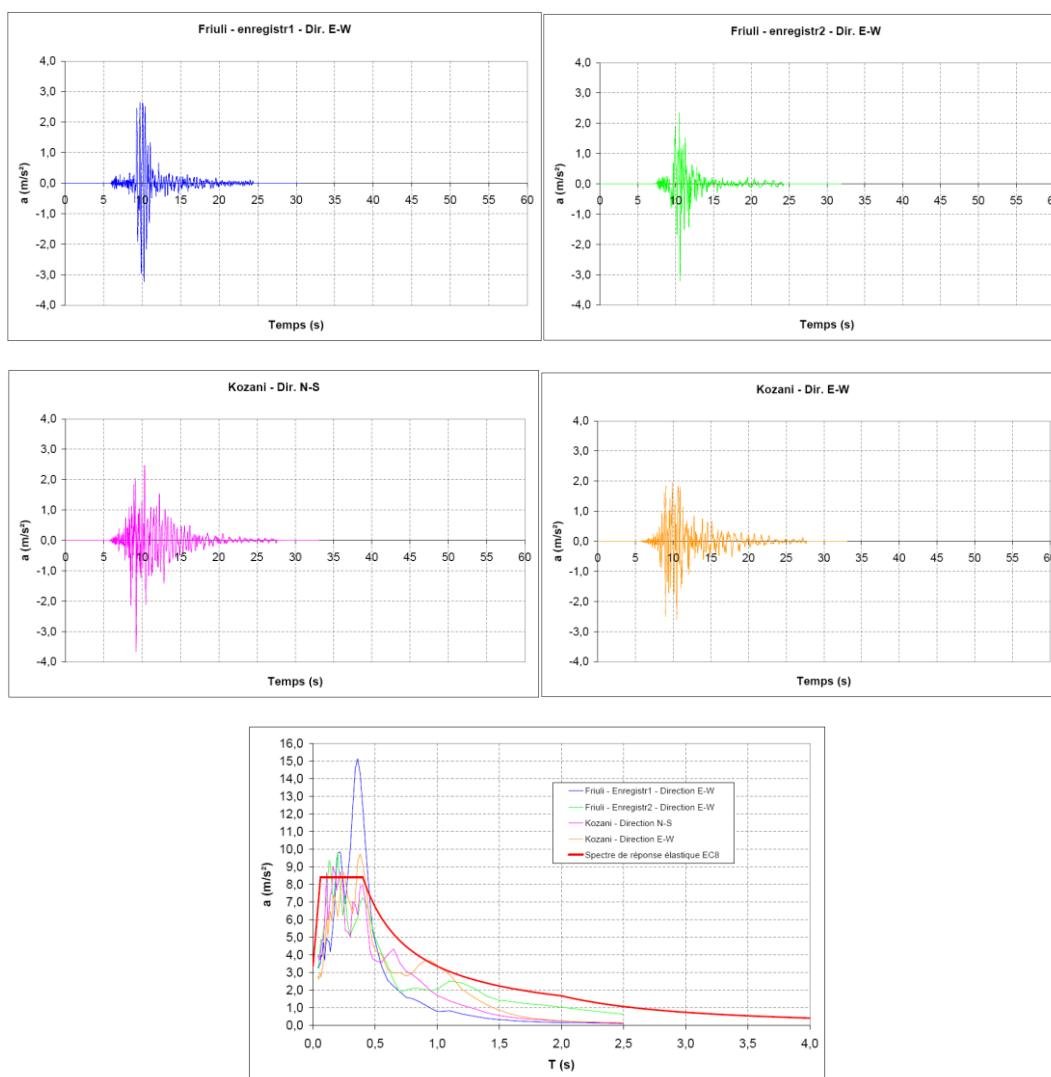


Figure 13 : Signaux sismiques utilisés pour l'analyse dynamique de l'ouvrage (après pondération par $\gamma_1=1,4$) et comparaison avec le spectre de calcul réglementaire (source : Cerema / DterMed)

B. Résultats du redimensionnement théorique

Le recalcul est mené en conservant un principe de blocage longitudinal en tête de la pile P3 et un blocage transversal sur chacun des appuis. Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 8, l'analyse dynamique est réalisée à partir des inerties fissurées (évaluées ici à environ 16% des inerties brutes de coffrage après quelques itérations de calculs) des piles participant majoritairement à la reprise des efforts sismiques.

Les résultats de ce recalcul montrent que selon la direction transversale, l'assouplissement du modèle résultant de la prise en compte de la fissuration des éléments sous chargements sismiques conduit par rapport au calcul initial aux PS92 à :

- une répartition différente des sollicitations sismiques entre les appuis,
- une diminution du ferrailage longitudinal nécessaire des fûts de piles,
- une tendance globale d'augmentation des déplacements (de 10 à 50%) et de diminution des efforts (de 5 à 60%).

En outre, pour le niveau de déplacement imposé par le séisme de calcul et en tenant compte de l'assouplissement amené par la fissuration des piles, le comportement de l'ouvrage resterait dans le domaine de la ductilité limitée, ce qui sous-entend un niveau d'endommagement pressenti sensiblement inférieur en cas de survenue d'un séisme de niveau réglementaire.

Selon la direction longitudinale, les efforts de dimensionnement obtenus sont supérieurs (jusqu'à 50% pour la pile P4) par rapport aux résultats du calcul selon les anciennes règles PS92, mais restent couverts par les efforts sollicitant obtenus dans la direction transversale. Par conséquent, le comportement de l'ouvrage reste également dans le domaine de la ductilité limitée. En outre, les amortisseurs en têtes des piles P2 et P4 n'apparaissent plus nécessaires et sont remplacés par des bloqueurs dynamiques (sans pouvoir dissipatif et fonctionnant comme des connexions parfaites –ou butées- sous sollicitations dynamiques rapides) uniquement destinés à mieux répartir les efforts sismiques longitudinaux sur les différents appuis.

En terme de dimensionnement des appuis, on constate donc globalement une baisse des résistances de calcul nécessaires par rapport au précédent dimensionnement selon les anciennes règles PS92 (-4% à -60%, moyenne : -20%). Les souffles nécessaires des joints de chaussée sont quant-à eux majorés de 33%.

Selon la direction verticale, le fait que la réponse spectrale soit plus favorable pour les principales fréquences propres de vibration de la structure (comprises entre 0,7 s et 0,9 s) conduit à ne pas revoir le dimensionnement du tablier, dicté par la prise en compte des charges de service.

C. Eléments de chiffrage

Plusieurs éléments sont à considérer du point de vue l'influence de l'évolution de la réglementation sismique nationale sur chiffrage général du projet :

- le coffrage général de la structure, imposé par des considérations architecturales et les descentes de charges en service, ne se trouve pas modifié. C'est notamment le cas du système de fondation (nombre de pieux sous chaque appui);

- le remplacement des dispositifs parasismiques de type amortisseurs visqueux par des bloqueurs dynamiques est sans influence sur le coût global de l'ouvrage (même gamme de coûts des dispositifs) ;
- les quantités d'armatures longitudinales sont globalement abaissées, compte tenu d'efforts de dimensionnement plus faibles ;
- les dispositions constructives forfaitaires sont à peu près de même nature, mais les zones où elles doivent être appliquées sont beaucoup plus ciblées (zones critiques en pied de piles uniquement) que dans le cas du dimensionnement PS92, induisant outre une réduction conséquente de la densité d'armatures passive des appuis, des sujétions de chantier sensiblement moins contraignantes ;
- l'impact de l'augmentation de 33% du souffle des joints de chaussée est considéré comme mineur à l'échelle du coût global de l'ouvrage.

Le seul impact financier de l'évolution de la réglementation sismique nationale dans le cas de cet ouvrage serait donc dû à l'évolution des quantités d'armatures passives dans les appuis. Le tableau 2 fournit quelques éléments d'évaluation sommaire de cet impact sur les principaux éléments concernés, sur la base d'un coût unitaire de l'acier de 1,80 €/kg HT, majoré de 15% pour sujétions de chantier particulières liées à la difficulté pratique de mise en œuvre des dispositions constructives parasismiques, soit 2,50 €/kg TTC (TVA 19,6%).

| | PS92 (kg/m ²) | EC8-2 (kg/m ²) | Commentaires | Evolution (%) | Volume béton (m ³) | Evolution (tonnes aciers) | Evolution (k€) |
|----------------------|------------------------------|-------------------------------|---|------------------|-----------------------------------|---------------------------------|----------------|
| Pieux Ø1400 | 150 | 120 | Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2 | -20% | 1 855 | -56 | -139 |
| Semelles de piles | 200 | 130 | Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2 sauf noeuds d'encastrement fûts et pieux | -35% | 1 222 | -86 | -214 |
| Fûts de piles | | | | | | | |
| - zones critiques | 337 | 220 | Dispositions constructives EC8-2 - conception ductilité limitée | -35% | 159 | -19 | -46 |
| - zones courantes | | 120 | Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2 | -64% | 322 | -70 | -174 |
| Chevêtres de piles | 242 | 130 | Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2 + sujétions diffusion des efforts butées PS, bloqueurs dynamiques et bossages | -46% | 180 | -20 | -50 |
| Sommiers de culées | 134 | 120 | Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2 | -10% | 910 | -13 | -32 |
| Total : | | | | | | -262 | -656 |

Tableau 2 : Evolution des quantités d'armatures et des coûts associés lors du passage PS92 – EC8-2

Au final, l'économie réalisée serait de l'ordre de 650k€ TTC, soit 6% ramené au coût total de l'ouvrage évalué à environ 11 M€.

3. Synthèse des principaux enseignements

Dans le cas du pont sur le Var à St-Isidore (ouvrage en béton précontraint de 438 m de longueur totale répartie en 6 travées, situé dans la zone de sismicité la plus élevée du territoire métropolitain et classé dans la catégorie d'importance la plus élevée vis-à-vis du risque sismique), l'application de la nouvelle réglementation sismique nationale, sans changer la géométrie de la structure, se traduirait par des sollicitations sismiques globalement diminuées en terme d'effort (de l'ordre de 20%) conduisant à une diminution des coûts de réalisation de l'ordre de 6% (essentiellement sur les quantités d'armatures passives). Seuls le souffle des joints de chaussée et le dimensionnement des zones courantes de la pile centrale qui est la plus sollicitée se trouvent augmentées,

respectivement de 33% et 9%, par rapport au dimensionnement initial mené selon les précédentes règles AFPS92.

Le comportement prévu de l'ouvrage se situerait désormais dans le domaine de la ductilité limitée (souplesse fissurée des piles suffisante pour reprendre les déplacements imposés sans mobiliser la réserve de déformation plastique), ce qui sous-entend un niveau d'endommagement pressenti sensiblement inférieur en cas de survenue d'un séisme de niveau réglementaire, par rapport à l'hypothèse de comportement ductile retenue dans le cadre du dimensionnement PS92.

V. Conclusions et tableau récapitulatif des principaux résultats

Le présent article synthétise les résultats du recalcul et du redimensionnement sismiques théoriques, en appliquant l'Eurocode 8-2 et la nouvelle législation sismique nationale, d'un échantillon de trois ouvrages réels existants de typologies différentes, préalablement dimensionnés selon les anciennes règles PS92. L'objectif était d'évaluer les conséquences de l'évolution de réglementation en termes de performance sismique, de dimensionnement et de coûts associés. Plus précisément, il s'agissait d'analyser et d'évaluer les sources de divergence entre les niveaux de sécurité résultant de l'ancienne et de la nouvelle réglementation : impacts respectifs de l'évolution de l'aléa, des méthodes d'analyses ou des dispositions constructives forfaitaires...

L'analyse des résultats obtenus sur deux de ces trois ouvrages (portique en béton armé et pont à tablier caisson en béton précontraint, tous deux situés dans la région Niçoise) tend à montrer que l'application des PS92 conduisait à un surdimensionnement conséquent des ouvrages du point de vue des efforts, mais à un potentiel sous-dimensionnement en ce qui concerne les déplacements (souffle joints de chaussée et capacité de distorsion des appareils d'appui). Sans être de nature à modifier la conception générale des ouvrages ni leur géométrie, cet abaissement des efforts de calcul se traduirait, sur ces deux ouvrages, par une économie de l'ordre de 2 à 6% de leur coût total, essentiellement justifiée par un abaissement de la densité des armatures passives dans les appuis.

L'étude a cependant fait apparaître divers points de vigilance résultant de l'application de la nouvelle législation parasismique et des codes de calcul associés, en particulier :

- les critères de justification des semelles superficielles sont significativement plus sévères, pouvant conduire à une adaptation locale (bêche, scellement par armatures passives, indentations visant à augmenter artificiellement le coefficient de frottement) vis-à-vis des vérifications au glissement et au poinçonnement, voire à une remise en cause de ce principe de fondation (ou éventuellement une justification – non couverte à ce jour par les normes parasismiques en vigueur – d'un niveau de déformation « tolérable » par la structure) ;
- la difficulté à justifier des fondations de type semelles superficielles se trouve encore accrue dans le cas des culées et murs de soutènement compte tenu de la majoration de l'incrément dynamique de poussée des terres selon la nouvelle réglementation (désormais multipliée par le coefficient de sol et cumulée directement à l'effort inertiel provenant du tablier) ;

- concernant les tabliers, dans le cas des ouvrages en béton précontraint, l'augmentation des sollicitations sismiques verticales induites par les spectres EC8 peut amener à augmenter les quantités d'armatures passives ou à devoir réviser le tracé des câbles de précontrainte vis-à-vis de l'accélération ascendante à vide.

Sur chacun de ces aspects, le cas du pont à dalle précontrainte reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté et implanté en Avignon s'est avéré particulièrement révélateur, puisqu'il correspond à un cas particulier d'ouvrage, dont le site d'implantation correspond une zone de sismicité dont le niveau a été rehaussé d'un cran dans le cadre du nouveau zonage sismique national.

Le tableau 3 ci-dessous récapitule, pour chacun des trois ouvrages étudiés, les principales évolutions et éléments de comparaison résultant du passage des précédentes règles PS92 à la nouvelle réglementation EC8-2, en termes d'accélération de calcul, réponses spectrales, sollicitations principales, éléments de dimensionnement (y compris ratios d'armatures), conception générale, fondations, comportement sous séisme « pressenti » et coût...

| | Pont de St-André la Roche (Ouvrage de type portique - 06) | OA19 de la LEO en Avignon (Ouvrage de type DP sur appareils d'appui élastomère - 84) | Pont sur le Var à St-Isidore (Pont caisson en béton précontraint - 06) |
|--|--|---|---|
| Accélération de calcul (horizontale/verticale) au rocher | -36% | -12% / +13% | -36% / -18% |
| Coeff. sismiques / Réponse spectrale (intégrant amplification dynamique et effets de site) aux périodes propres de l'ouvrage (dir. horizontale hors coefficient de comportement) | -14% | -46% à +32% | -27 à -63% |
| Sollicitations sismiques principales (de calcul) : | | | |
| - d_{long} | X | -39% | +33% |
| - $M_{sollicitant_pieds\ de\ pile / piédroit}$ | -5% | +19% | -50 à -6% |
| - Efforts sismiques verticaux tablier | | +40% | |
| Eléments de dimensionnement : | | | |
| - $M_{résistant_pieds\ de\ pile / piédroits}$ | | | -54 à -15% |
| - $T_{dimensionnement_fûts\ de\ pile / piédroits}$ | | +20% | -54 à -15% |
| - $M_{dimensionnement\ fondations}$ | | +24% | -60 à -4% |
| - Ferrailage long maxi rotules / zones critiques | idem | +4% | -53% |
| - Confinement (armatures trans) rotules / zones critiques | -66% | idem | idem |
| - Ratio d'acier moyen appuis | -25% | idem | -31% |
| - Souffle jdc / garde-grève | X | +24% à + 63% | +33% |
| - Résistance nominale butées | X | +1% à +18% | -62 à -7% |
| Conception parasismique générale | Inchangée | Inchangée | Quasi-inchangée |
| Géométrie, matériaux, fondations... | Remise en cause ou adaptation fondations superficielles (glissement) | Remise en cause fondations superficielles (glissement + portance !) | Quasi-inchangée |
| Comportement « pressenti » sous séisme de calcul | Idem | Acceptation d'un niveau de plastification un peu plus élevé dans les piédroits (ductilité limitée selon direction transversale) | Diminution du degré de plastification des piles |
| Coût global | -2,8% | X | -6% |

Tableau 3 : Récapitulatif des principaux résultats

Références bibliographiques

- [1] Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique - JO du 24 octobre 2010 Texte 2 sur 58 NOR : DEVP0910497D.
- [2] Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français - JO du 24 octobre 2010 Texte 3 sur 58 NOR : DEVP0823374D.
- [3] 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 » - JO du 10 novembre 2011 Texte 11 sur 162 NOR : DEVP1125429A.
- [4] AFNOR (2007). Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1 NA.
- [5] AFNOR (2007). Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : Ponts NF EN 1998-2 et NF EN 1998-2 NA.
- [6] AFNOR (2007) Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques NF EN 1998-5 et NF EN 1998-5 NA.
- [7] AFNOR (2010). Dispositifs antisismiques NF EN 15129.
- [8] SETRA (2012). Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 (version provisoire).
- [9] AFPS (1995) – Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts. Presses de l'ENPC.
- [10] SETRA/SNCF (2000). Conception des ponts courants en zones sismiques.
- [11] CETE Méditerranée (2007) SIVOM. Construction d'un pont en remplacement du pont Césaire Aubé - Dossier de Projet.
- [12] Groupement Dodin – Campenon-Bernard – Valérian – SIAM Ingénierie (2007). Liaison Est-Ouest (LEO) au Sud d'Avignon et déviation de Rognonas – Construction des ouvrages d'art courants OA19, OA51, OA29, OA31 - Dossier d'études d'exécution pour le compte de la DIR Méditerranée, SIR de Marseille.
- [13] Davi D. (2011). Pont sur le Var à St-Isidore – Exemple de conception parasismique. Bulletin Ouvrages d'Art, n°45
- [14] Groupement Eiffage TP Direction Méditerranée – Secoa – Structures (2001-2003). Pont sur le Var à St-Isidore – Dossier d'études d'exécution réalisé pour le compte de la DDE 06.
- [15] CETE Méditerranée/LR Nice (2007). Base de données accélérométriques