

LA CONCEPTION PARASISMIQUE DU PONT SUR LE VAR DE SAINT-ISIDORE (NICE, RN202BIS)

THE SEISMIC DESIGN OF THE BRIDGE OVER THE VAR RIVER AT SAINT-ISIDORE (NICE, NR202BIS)

Denis DAVI

SETRA

1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

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

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

1. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

The construction of the Saint-Isidore Bridge over the var river, which began in August 2002, forms part of the larger project for the construction of the RN 202 bis road between Nice St-Isidore and St-Martin-du-Var. The purpose of this new route will be to reorientate some of the traffic, in particular transit traffic and town-to-town traffic, from the present-day RN 202, which is currently the main road serving the Var valley [5].

The bridge, known as OA1, is located on the city of Saint-Isidore and crosses both the Var river and the A8 highway. It is a pre-stressed concrete bridge, 438 m long, divided into 6 spans of between 72 and 75 m (fig. 1).

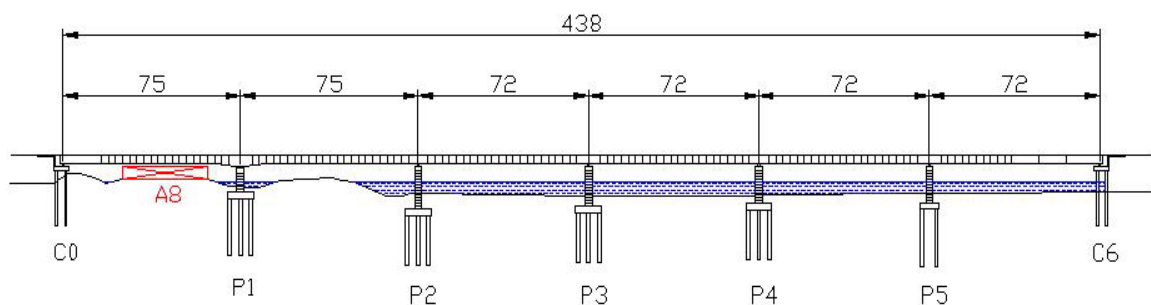


Figure 1 : Elévation du pont / Elevation of the bridge

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

Pour des raisons de sécurité vis-à-vis des usagers, la travée franchissant l'A8 a été construite parallèlement à l'autoroute, afin d'éviter tout risque de chute d'objets sur la chaussée pendant les travaux de construction de cette première section de 114 m de long (fig. 2a). Une fois la travée totalement terminée et équipée, elle a été pivotée au cours de la nuit du samedi 18 octobre 2003 (fig. 2b).

Le montant global des travaux liés à la construction de l'OA1 est de 11 millions d'euros, pour une durée prévue de 36 mois. L'accès à l'ouvrage en rive droite (côté C6) se fera par une bretelle nommée mur M1 (fig. 3). Afin de ne pas empiéter dans le lit du Var, cette bretelle est construite sur un talus en remblais conçu suivant le principe d'un mur en terre armée d'une longueur de 1100 m pour une hauteur de 11 m. Ce mur en terre armée repose sur un rideau de palplanches équipé de tirants.



Figure 3 : Vue aérienne de l'ouvrage côté C6 et du mur M1 (photomontage) / Aerial view of the bridge at abutment C6 and wall M1 (photomontage)

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

The deck, with a total mass of 17,000 tons, consists in a mono-cellular hollow box 14.10 m wide and 3.65 m high. It was built using the method of successive cantilevers, using 3 m long cast in place units.

For reasons of the safety of users, the span crossing the A8 was constructed parallel to the motorway, in order to prevent anything from being dropped into the roadway during the construction work of this initial 114 m long section (fig. 2a). Once the span was totally finished and fitted out with equipments, it was pivoted into its final position during the night of Saturday 18th October 2003 (fig. 2b).



Figure 2a : Construction du 1^{er} fléau parallèlement à l'autoroute (image de synthèse) / Construction of the 1st span parallel to the highway (artificial image)



Figure 2b : 1^{er} fléau dans sa position définitive (photomontage) / 1st span in its final position (photomontage)

The total cost of the works corresponding to the construction of OA1 is 11 million euros, for a global timescale of 36 months. Access to the bridge from the right bank (abutment C6) will be via a slip road known as wall M1 (fig. 3). In order not to encroach onto the bed of the Var, this slip road has been built on an artificial embankment designed using the principle of a reinforced earth retaining wall 1100 m long and 11 m high. This reinforced earth wall bears on a screen of sheet piling fitted with anchor ties.

The current RN 202 is classified as a major link between Nice and Digne. The opening of the new RN 202 bis, with its express highway features, will allow present-day RN202 to be declassified, as it will only have a local access function.

En raison de ces différents critères d'importance, les ouvrages OA1 et M1 ont été rangés en classe D vis-à-vis du risque sismique. Notons que la classe D est la plus contraignante pour les infrastructures puisqu'elle impose que celles-ci puissent être immédiatement utilisées après un séisme de référence. Signalons par ailleurs que la région niçoise est classée en zone sismique II, zone la plus élevée au regard de la sismicité en France métropolitaine [1] (fig. 4). Ces paramètres ont conduit, pour le dimensionnement de ces ouvrages, à réaliser des études sismiques poussées prenant en compte un niveau de séisme correspondant à une accélération nominale de $3,5 \text{ m/s}^2$ [3].

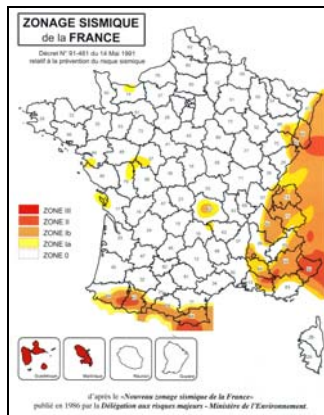


Figure 4 : Zonage sismique de la France (selon PS92) / France seismic hazard mapping (according to PS 92)

2. ÉTUDE DE DIVERSES SOLUTIONS DE CONCEPTION PARASISMIQUE

2.1. La conception d'origine

Au stade du Projet d'Ouvrage d'Art, le Pont sur le Var avait fait l'objet d'une conception parasismique basée sur l'emploi d'amortisseurs viscoélastiques dissipateurs d'énergie (fig. 5) disposés selon les deux directions horizontales et sur le positionnement d'un point fixe longitudinal au droit de la culée C0. Dans le cadre d'un avis technique, le Séttra avait émis certaines réserves sur ces choix de conception, insistant en particulier sur le fait que les données géotechniques disponibles n'étaient pas suffisantes pour déterminer avec précision la souplesse de l'appui C0 et que cette souplesse était un élément déterminant dans l'analyse du comportement dynamique global de l'ouvrage. Des sondages complémentaires au moment des études d'exécution ont confirmé les craintes du Séttra en montrant que les hypothèses réalisées sur les caractéristiques des sols de fondation de la culée C0 avaient été trop optimistes et que la possibilité de disposer un point fixe au droit de cet appui était à exclure. La conception parasismique a donc dû être repensée dans sa globalité.

It will therefore be the new road that will ensure the flow of exchanges in the lower Var valley and provide access further afield. The RN202bis will therefore represent an essential element in the activity of a strategic area, both from a geographical point of view (in the center of the large built-up area of the Côte d'Azur) and from an economic point of view (existence of the three large industrial and service-industry centers of Nice, Carros and Saint-Laurent-du-Var). In the event of an earthquake, this new road will also play an important role in the management of the crisis, in providing a route for the emergency services and a rapid return to normal social and economic activity.

Due to these various criteria of levels of importance, the constructions OA1 and M1 have been classified as category D in respect of seismic risk. It should be noted that category D is the most restrictive for infrastructure works as it imposes a requirement for them to be available for use immediately after a reference earthquake. It should also be pointed out that the region around Nice is classified as a seismic zone II, the highest level of earthquake hazard in metropolitan France [1] (fig. 4). These parameters led the design engineers to perform extensive seismic studies, taking into account a level of earthquake with a nominal acceleration of 3.5 m/sec^2 [3].

2. STUDY OF VARIOUS EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN SOLUTIONS

2.1. The original design

At the initial design stage, the seismic design of the Saint-Isidore bridge was based on the use of viscoelastic energy-dissipating dampers (fig. 5) positioned in both horizontal directions and on the positioning of a fixed longitudinal bearing at the position of abutment C0. As part of its technical comments, Séttra expressed certain reserves of this choice of design, insisting, in particular, on the fact that the available geo-technical data was not sufficient to determine with precision the flexibility of the support C0 and that this flexibility was a determining element in the analysis of the overall dynamic behaviour of the construction.

Additional investigations at the time of the construction confirmed Séttra's fears and showed that the assumptions made on the characteristics of the foundation ground conditions of abutment C0 had been too optimistic and that the possibility of setting a fixed point at the position had to be excluded. The seismic design had therefore to be rethought entirely.

2.2. Un processus itératif vers une nouvelle conception

Les premiers schémas conceptuels testés étaient conformes à l'esprit initial du projet (protection parasismique par dispositifs amortisseurs viscoélastiques). La courbure en plan de l'ouvrage ainsi que le comportement fortement non-linéaire des appareils amortisseurs (forces de réactions dépendant des vitesses de sollicitation) ont conduit à réaliser, pour cette étude, une analyse non-linéaire dynamique par pas de temps à partir de logiciels de calcul sophistiqués permettant d'une part d'introduire directement les mouvements du sol en fonction du temps sous la forme d'accélérogrammes (fig. 6) et d'autre part de modéliser les caractéristiques particulières des dispositifs amortisseurs.

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

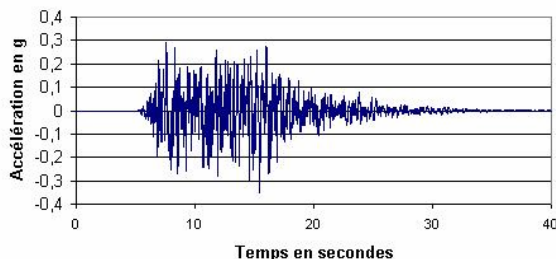


Figure 6 : Exemple d'accélérogramme utilisé pour l'analyse dynamique de l'ouvrage / Example of an accelerogram used for the dynamic analysis of the structure

L'analyse a été réalisée à partir d'un modèle-poutre simplifié (fig. 7) dont le principal intérêt résidait dans la prise en compte de la courbure en plan de l'ouvrage ainsi que de l'orientation, de la répartition et des caractéristiques mécaniques des différents appareils d'appui.

La simplicité du modèle géométrique retenu se justifie par le fait que dans le cadre des choix de conception initiaux, le tablier se comporterait comme un bloc rigide se déplaçant sur des appuis souples (appuis glissants couplés à des ressorts amortisseurs).

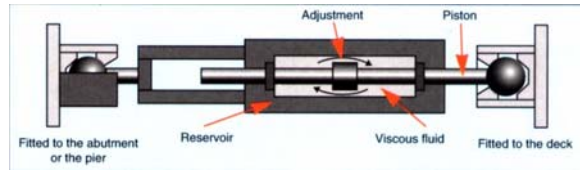


Figure 5 : Schéma d'un amortisseur visqueux / Diagram of a viscous damper

2.2. An iterative process to a new design

The first conceptual diagrams tested followed the initial spirit of the project (earthquake protection using viscoelastic damping devices). The curvature of the bridge, as well as the largely non-linear behaviour of the damping devices (reaction forces depending on velocities), led to perform a non-linear dynamic time history analysis using sophisticated FE models allowing both time dependant ground motions to be entered directly in the form of accelerograms (fig. 6) and modelling of the particular characteristics of the damping devices.

For this study, carried out in parallel by Sêtra, CETE Méditerranée and the consulting engineers Secoa and Structures in charge of the execution design studies of the structure, three different accelerograms were used. These accelerograms, provided by the Nice laboratory of CETE Méditerranée, were calibrated on a maximum ground acceleration of 3.5 m/sec^2 and were selected as a realistic representation of the particular seismological and geological features of the Saint-Isidore site. The effects of the seismic action were studied in four different directions (longitudinal, transverse and oblique). It should be noted that the longitudinal direction (along the plan chord of the bridge) and the transverse direction (perpendicular to that chord) quickly appear to be the most critical and thus to be used for design purposes.

The analysis was carried out on the basis of a simplified model (fig. 7), the main interest of which lay in the modelling of the curvature of the structure and the orientation, distribution and mechanical characteristics of the various seismic devices. The simplicity of the geometric model used was justified by the fact that, as part of the choices of the initial design, the deck would behave as a rigid body moving on flexible supports (sliding pot-bearings coupled with spring-dampers).

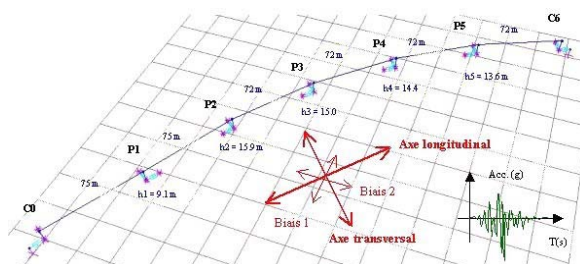


Figure 7 : Modèle de calcul simplifié / Simplified calculation model

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

- les amortisseurs purs (fig. 8a) dont le comportement se traduit par l'équation :

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

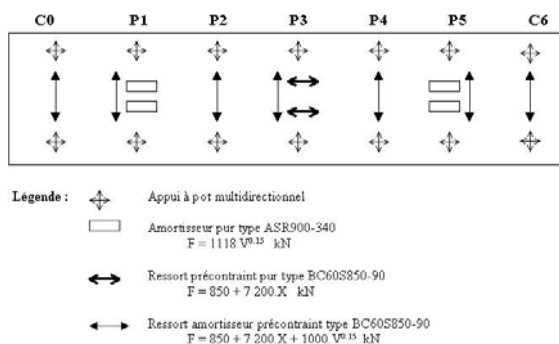
- les ressorts amortisseurs précontraints (fig. 8b) modélisés par l'équation :

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

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

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

Diverses solutions ont alors été testées, selon un processus itératif : modification de la position du point fixe, itération sur les caractéristiques mécaniques des appareils amortisseurs, utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté... Pour chaque solution, l'estimation des efforts et des déplacements obtenus sous séisme au niveau de chaque appui et l'analyse des avantages et des faiblesses vis-à-vis du fonctionnement en service et en construction ont finalement abouti à la solution représentée par la figure 9.



Cette solution consiste à disposer des ressorts précontraints longitudinaux sur la pile P3, assurant la fonction de point fixe en service. La fonction amortissement est assurée par quatre amortisseurs purs disposés au droit des appuis P1 et P5. Dans le sens transversal, un ressort amortisseur précontraint est disposé sur chaque appuis (fig. 10, photo 1).

The damping devices linking the deck to the tops of the piers were selected from a range of products available on the market as used for the initial proposals. A distinction was made between:

- pure dampers (fig. 8a), the behaviour of which is interpreted by the equation:

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

- pre-stressed spring-dampers (fig. 8b) modelised by the equation:

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

In equations (1) and (2), X and V represent respectively the relative displacement in meters and the relative velocity in meters per second.

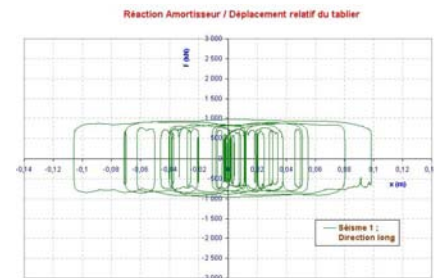


Figure 8a : Loi de comportement d'un amortisseur pur / Behavior diagram of a pure damper

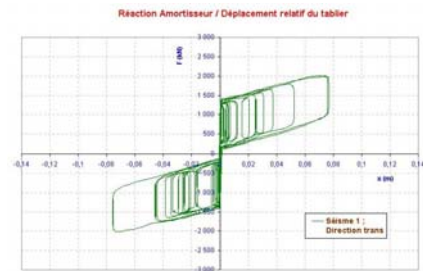


Figure 8b : Loi de comportement d'un ressort amortisseur précontraint / Behavior diagram of a pre-stressed spring-damper

The particular feature of pre-stressed spring dampers is their ability to act as a "fuse". Properly calibrated, they enable the deck to be locked in position under normal service loads, but, with effect from a threshold value of the horizontal action (earthquake), they release themselves in order to ensure their role as spring-dampers, limiting the acting forces by making the structure more flexible and dissipating a large amount of energy by viscous damping.

Various solutions were then tested, following an iterative process: modification of the position of the fixed bearing, iteration on the mechanical characteristics of the damping devices, use of elastomeric bearings, etc. For each solution, an estimation of seismic forces and displacements as well as an analysis of the advantages and of the weaknesses in respect with normal operation and construction issues finally led to the solution represented by figure 9.

Selon cette configuration, les efforts obtenus sous séisme dans chacune des directions au niveau de chacun des appuis restent raisonnables (environ 220 tonnes transversalement sous chaque appui, 300 tonnes longitudinalement sous P3 et 190 tonnes sous P1 et P5). En revanche, la prise en compte des contraintes de construction risquait d'entraîner des problèmes d'encombrement en tête de chevêtres liés à l'emploi sur certaines piles d'appareils amortisseurs dans les deux directions, en particulier sur la pile P1 qui devait servir à la rotation du premier fléau.

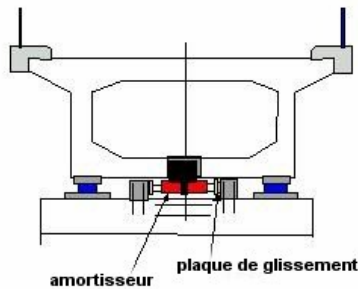


Figure 10 : Positionnement des amortisseurs transversaux (cas des appuis C0, P2, P4 et C6) / *Positioning of the transverse dampers (case of supports C0, P2, P4 and C6)*

En terme d'équilibre énergétique, plus de 85% de l'énergie sismique absorbée par la structure serait dissipée dans les amortisseurs (fig. 11) ; les 15% restants correspondent à l'amortissement structural (fissuration, comportement des fondations, radiation dans le sol...). Ces valeurs témoignent du bon comportement général de l'ouvrage selon cette configuration.

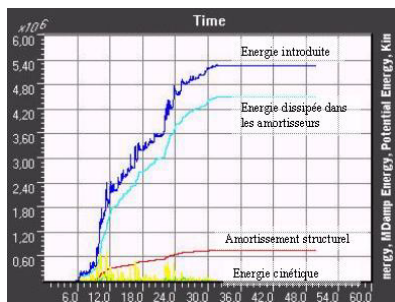


Figure 11 : Diagramme énergétique / *Energy balance*

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

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

This solution consists of positioning longitudinal pre-stressed springs on pier P3, to provide the function of a fixed bearing in service. The damping function is provided by four pure dampers positioned at supports P1 and P5. In the transverse direction, a pre-stressed spring damper is positioned on each support (fig. 10, photograph 1). In this configuration, the forces created in an earthquake in each direction at each support remain reasonable (approximately 220 tons transversally on each support, 300 tons longitudinally at P3 and 190 tons at P1 and P5).



Photo 1 : Amortisseurs précontraints transversaux montés sur un pont à Petra Tou Roumiou (Chypre) selon la même disposition que celle proposée pour P2 et P4 / *Pre-stressed transverse dampers mounted on a bridge at Petra Tou Roumiou (Cyprus) in the same configuration as the one proposed for P2 and P4*

However, making allowance for construction constraints was susceptible of taking up too much space at the tops of the pier caps, due to the use on certain piers of damping devices in both directions, in particular on pier P1, which was to be used for the rotation of the first span.

In terms of energy balance, more than 85% of the input seismic energy would be dissipated in the dampers (fig. 11); the remaining 15% would be in structural damping (cracking, behaviour of the foundations, radiation into the ground, etc.). These values are evidence of the good seismic behaviour of the structure in this configuration.

2.3. The advantages and the weaknesses of a design based on the use of damping devices

Over the past 20 years, considerable research work has been carried out throughout the world to develop innovative earthquake-protection systems designed to increase safety levels while maintaining reasonable construction costs. Such systems are essentially based on the principles of seismic isolation and energy dissipation.

The principle of seismic isolation is to disassociate movements of the deck from those of the supports by using very flexible bearing devices (elastomeric bearings, sliding bearings, etc.).

Le principe de l'isolation sismique est de dissocier les déplacements du tablier de ceux des appuis grâce des appareils d'appui très souples (élastomères, appuis glissants, ...). Les efforts sont donc filtrés et ne sont pas transmis à la structure. Afin de limiter d'une part les déplacements sous séisme et d'assurer d'autre part un niveau de confort satisfaisant sous les effets du vent et des charges de service, il est généralement nécessaire de coupler les dispositifs isolateurs avec des appareils amortisseurs dissipateurs d'énergie (fig. 12, photo 2). Le bon calibrage de ces appareils permet alors de maintenir à la fois les efforts et les déformations à des niveaux raisonnables.

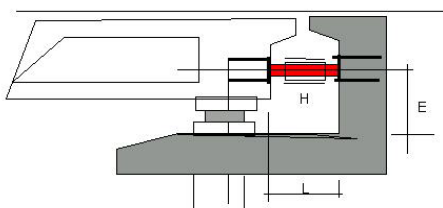


Figure 12 : Dispositif amortisseur placé entre le tablier et la culée / Damping device positioned between the deck and the abutment

Le principal avantage de ce type de conception est que la quasi-totalité de l'énergie du tremblement de terre est absorbée dans des appareils mécaniques externes à la structure. Les éléments structuraux de l'ouvrage ne subissent alors en théorie aucun dégât et les matériaux restent dans leur domaine élastique de comportement. En cas de séisme majeur, les dispositifs amortisseurs sont facilement inspectés et remplacés si besoin. Notons par ailleurs qu'il s'agit d'appareils mécaniques largement testés en laboratoire et dont les caractéristiques sont donc bien maîtrisées.

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

Forces are therefore filtered and not transmitted to the sub-structure. In order to limit seismic displacements and to ensure a satisfactory level of comfort under the effects of wind and service loads, it is generally necessary to couple the isolating devices with energy-dissipating damping devices (fig. 12, photograph 2). The proper calibration of these devices will therefore allow both forces and displacements to be maintained at reasonable levels.



Photo 2 : Amortisseurs longitudinaux sur le Viaduc de Fella (Italie) / Longitudinal dampers on the Fella Viaduct (Italy)

The main advantage of this type of design is that the main part of the input seismic energy is absorbed in mechanical devices external to the structure. The structural elements therefore, in theory, suffer no damage and the materials remain within their range of elastic behaviour. Following a major earthquake, the damping devices can be easily inspected and replaced if necessary. It should be noted also that these are mechanical devices that have been extensively laboratory-tested and whose characteristics are well known.

However, the design calculations are very complex and require powerful tools (non-linear dynamic calculations). Due to a lack of past experience, and as the use of this type of technique is very recent in civil engineering, the implementation of this design concept is still not fully understood and is not or poorly covered by most of national seismic codes. Its actual effectiveness in the event of a major earthquake has, in addition, not yet been tested. Finally, the high cost of the special devices generally means that they will only be used in zones where the probability of an earthquake is high or on structures of special importance. It should be remembered, so as to set ideas, that the period of return of a frequent (small) earthquake is generally estimated at 43 years, that of an occasional (medium) earthquake at 72 years, and that of a rare (strong) earthquake at 475 years. As a result, maintenance requirements and the stability of the mechanical characteristics of the damping devices over time become determining criteria, as the earthquake protection of the structure directly depends on the proper operation of these devices. But the very recent use of these devices has not allowed the necessary experience to be acquired to understand how their behaviour will change over a period of time.

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

2.4. La solution ductile

Comme nous l'avons vu précédemment, plusieurs itérations furent nécessaires pour aboutir à une solution de dimensionnement viable et conforme à l'esprit initial du projet (protection parasismique par dispositifs amortisseurs viscoélastiques). Parallèlement à cette étude, une solution plus classique, basée sur la ductilité des matériaux et l'emploi de coefficients de comportement, tel que prescrit par les normes parasismiques actuelles (PS 92), a été proposée et étudiée. Elle a conduit à une nouvelle conception parasismique de l'ouvrage, utilisant des butées de blocage transversal sur chacun des appuis et une butée de blocage longitudinal au niveau de la pile P3. Des amortisseurs longitudinaux au droit de P2 et P4 ont tout de même été conservés afin de limiter les déplacements sous séisme et permettre l'utilisation de joints de chaussée usuels (fig. 13).

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

Le concept de ductilité représente sans doute aujourd'hui la philosophie de conception la plus largement répandue dans le domaine de la protection parasismique et peut être décrit comme la capacité d'une structure à se déformer de façon inélastique, sans perte significative de résistance, au cours de plusieurs cycles de déplacements.

Si la structure présente une ductilité suffisante, il est alors possible de réduire les efforts de dimensionnement (divisés par un coefficient de comportement q de l'ordre de 3) et donc le coût global de l'ouvrage sans remettre en cause sa survie à un séisme donné. Les incursions dans le domaine plastique des matériaux conduisent par ailleurs à une importante dissipation d'énergie par cycles d'hystérésis [2] (fig. 14).

In the case of the Saint-Isidore bridge and, more generally, for most constructions in metropolitan France, the use of damping devices would seem to be very conservative compared to the low risk of an earthquake in France. It can however be justified by the category D of the structure.

2.4. The ductile solution

As we have seen above, several iterations were necessary to reach a viable design solution that complies with the initial spirit of the project (earthquake protection by means of viscoelastic dampers). In parallel with this study, a more traditional solution, based on the ductility of the materials and the use of behaviour factors, as specified in present-day earthquake-protection standards (PS 92), was proposed and studied. It led to a new design for the earthquake-protection of the bridge, using transverse seismic stoppers on each support and a longitudinal fixed bearing on pier P3. Longitudinal dampers at P2 and P4 were, however, retained, in order to limit seismic displacements and to allow the use of the usual expansion joints (fig. 13).

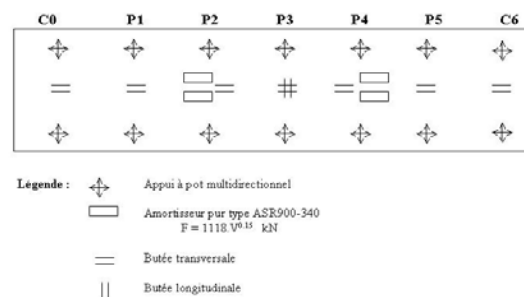


Figure 13 : Solution ductile, schéma statique / Static diagram of the ductile solution

From a purely mechanical point of view, this solution is just about equivalent to the previous one, the "fuse" function no longer being ensured by pre-stressed springs but by the development, when a certain level of force is reached, of plastic hinges at the bottoms of the piers. It is however very different from the initial spirit of the project due to the fact that it allows incursions into the plastic range of materials behavior via the application of a behavior factor q greater than 1. Thus, rather than being confined in external devices, the energy dissipation would correspond to some structural damage.

The concept of ductility is today, without doubt, the most widespread design philosophy in the field of earthquake protection and can be described as the capacity of a construction to deform inelastically, without significant loss of strength, over several displacement cycles. If the structure has sufficient ductility, it is then possible to reduce the design forces (divided by a behaviour factor q in the order of 3) and, therefore, the overall cost of the construction, without adversely affecting its chances of surviving a given earthquake.

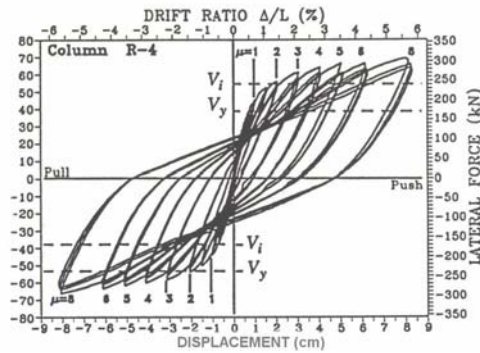


Figure 14 : Dissipation d'énergie par hystérésis / Hysteretic energy dissipation

En contrepartie, l'inconvénient principal de la conception ductile est clairement qu'un certain niveau de dégradation, correspondant aux incursions dans le domaine de comportement plastique des matériaux doit être accepté. Si les dispositions constructives parasismiques sont bien appliquées, ces dégradations affecteront essentiellement les zones dites de rotules plastiques généralement localisées en pied de piles (photo 3). Les réparations à envisager pourront aller de l'absence totale d'intervention pour un séisme faible au remplacement de certaines piles pour un séisme majeur, en passant par la simple refecton du béton d'enrobage pour un séisme moyen. On considérera généralement qu'un ouvrage de classe D aura rempli sa fonction si les dégâts engendrés restent faibles et facilement réparables et s'ils ne remettent pas en cause la fonctionnalité immédiate du pont après un niveau de séisme réglementaire.

3. LE CHOIX DU MAÎTRE D'OUVRAGE

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

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

Incursions into the plastic range of behavior of the materials also leads to a major dissipation of energy in hysteresis cycles [2] (fig. 14).



Photo 3 : Formation de rotule plastique / Example of plastic hinging (Kobe, 1995)

On the other hand, the main disadvantage of ductile design is clearly that a certain level of damage, resulting from the incursions into the material plastic range, must be accepted. If standard provisions concerning seismic detailing are properly applied, this damage will affect essentially the so-called plastic hinge zones generally located at the bottoms of the piers (photograph 3). The repairs will range from the total absence of remedial work following a small earthquake to the replacement of certain piers following a major earthquake, passing via the simple refecton of the spalled concrete cover following a medium earthquake. A category D construction will generally be considered to have fulfilled its function if the damage caused remains minor and easily repairable and if it does not adversely effect the immediate functionality of the bridge after a design earthquake.

3. THE OWNER'S CHOICE

Comparisons between the two design concepts described above are recurrent debate issues in the earthquake-protection community. Of clearly different levels of cost, they also lead to totally distinct behavior in the event of an earthquake and it therefore becomes the responsibility of the structure Owner to decide which to use.

On the basis of the arguments set out above and on advices from the technical team, the Owner finally adopted the ductile solution. It should be noted that, in fact, the solution could be qualified as "mixed", as it uses both the concept of ductility and the use of damping devices, which provide additional safety in respect of longitudinal seismic actions. The arguments that motivated this choice were, mainly, the high cost of the dampers and the guarantees of durability of the ductile solution, due to the infrequent occurrence of earthquakes in metropolitan France.

4. ANALYSE DE LA STRUCTURE FINALE ET DIMENSIONNEMENT

4.1. Analyse des sollicitations sismiques

Dans la direction transversale, les efforts sont directement transmis depuis le tablier vers les appuis par l'intermédiaire de butées transversales. Le dimensionnement a été réalisé sur la base des sollicitations élastiques déterminées à partir d'une analyse spectrale. Cette étude nécessitait le calcul des modes propres de vibration de l'ouvrage (fig. 15). Les contributions des différents modes ont alors été calculées à partir du spectre de dimensionnement réglementaire [3] correspondant au site d'implantation de l'ouvrage (site S1), et combinées de façon quadratique.

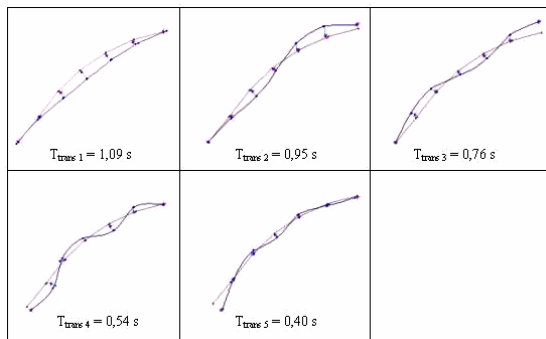


Figure 15 : Principaux modes de vibration transversaux / Main modes of transverse vibration

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

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

Les effets du séisme selon les trois directions principales ont alors été combinées en définissant une direction de séisme prépondérante (affectée d'un coefficient pondérateur égal à 1) et deux directions concomitantes (affectées d'un coefficient de 0,3) ; ce qui conduit finalement aux trois combinaisons suivantes :

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

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

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

For information purpose, it can be pointed out that this type of mixed approach is similar to those already implemented on certain TGV Méditerranée railway viaducts, in particular the Vernègues and Ventabren viaducts [6].

4. ANALYSIS OF THE FINAL DESIGN AND STRUCTURAL CALCULATIONS

4.1. Analysis of the seismic actions

In the transverse direction, the forces are transmitted directly from the deck to the supports by transverse stoppers. The structural design was carried out on the basis of elastic loads determined from a spectral analysis. This design required a calculation of the eigen modes of vibration of the structure (fig. 15). The contributions of the various modes were then calculated from the relevant code design spectrum [3] corresponding to the location of the bridge (site S1), and combined using CQC method.

The calculation of the vertical stresses in an earthquake was carried out on the same principle, with the difference that the nominal acceleration a_N was replaced by $0,7 a_N$ and that the spectrum used was no longer the design spectrum, but the elastic response spectrum, to comply with relevant design codes [3].

In the longitudinal direction, the existence of the dampers at piers P2 and P4 required time history analysis on the basis of the three accelerograms previously described (see § 2.2). The considered actions corresponded to the extreme responses obtained for these three accelerograms.

The seismic actions in the three main directions were then combined by defining one overriding earthquake direction (subjected to a weighting factor of 1) and two accompanying directions (subjected to a factor of 0.3); which leads finally to the three following combinations :

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

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

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

in which E_L , E_T and E_V represent respectively the longitudinal, transverse and vertical effects of the earthquake. The forces used are envelopes of these combinations [1].

4.2. Structural design concepts

4.2.1. Ductility and detailing requirements

The concept of ductility [1], [2], [4] is based on the fact that, during an earthquake, the elasto-plastic seismic displacement is equal to that obtained by the elastic analysis.

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

4.2. Principes de dimensionnement

4.2.1. Ductilité et dispositions constructives

Le principe de ductilité [1], [2], [4] est basé sur le fait qu'au cours d'un séisme, les déplacements obtenus lorsque la structure se plastifie sont identiques à ceux que l'on obtient par l'analyse élastique. La sollicitation sismique se traduit donc en terme de déplacement (fig. 16). On peut alors opter pour un comportement plastique (non-linéaire) des matériaux, ce qui permet de diviser les efforts issus de l'analyse élastique par un coefficient q , dit de comportement, dont la valeur est de l'ordre de 3 pour des fûts de pile en béton armé.

En contrepartie, il faut s'assurer que la structure présente une ductilité suffisante, c'est-à-dire qu'elle est capable de supporter, sans perte de résistance, un niveau de déformation plastique important. Ceci est réalisé par le biais de dispositions constructives particulières et relativement contraignantes, parmi lesquelles on peut citer l'augmentation des longueurs d'ancrage et de recouvrement des aciers passifs ainsi que une densité très importante du ferrailage transversal dans les zones potentielles de rotules plastiques (photo 4) qui conduisit ici à une densité totale d'armatures passives de l'ordre de 340 kg/m^3 dans ces éléments.

Ce ferrailage transversal a une fonction triple :

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

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

4.2.2. Dimensionnement en capacité

Le principe de conception ductile s'accompagne généralement du concept de dimensionnement en capacité [2], [4]. Ce concept qui permet de protéger les sections a priori non ductiles de l'ouvrage peut être décrit simplement par le schéma de la figure 17.

The seismic actions are therefore interpreted in terms of displacements (fig. 16). One can then opt for plastic (non-linear) behaviour of the materials, which will allow the forces arising from the elastic analysis to be divided by a factor q , known as the behaviour factor, the value of which is in the order of 3 for reinforced concrete piers.

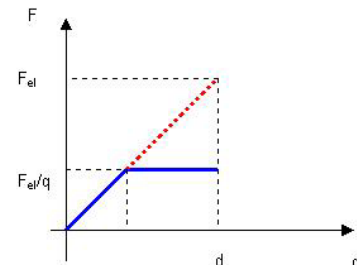


Figure 16 : Théorie du coefficient de comportement / Theory of the behaviour factor

On the other hand, it must be ensured that the structure exhibits sufficient ductility, in other words that it is capable of withstanding, without loss of strength, a high level of plastic deformation. This is carried out by the use of particular, and relatively restrictive, construction detailing, which may include increasing the anchor lengths and the passive reinforcement overlapping, together with a very high density of transverse reinforcement in the potential plastic hinge zones (photograph 4), which led, in this case, to a total density of passive reinforcement of about 340 kg/m^3 in these elements.



Photo 4 : Ferrailage des zones de rotules plastiques ($\approx 340 \text{ kg/m}^3$) / Detailing in potential plastic hinge zones ($\approx 340 \text{ kg/m}^3$)

This transverse reinforcement has the triple function of:

- confining the concrete,
- reducing the risk of the longitudinal reinforcement buckling,
- increasing significantly the shear strength.

It should be noted that the behaviour factor applied for the structural design of the abutments was $q=1$, in compliance with the relevant regulations [1]. We also checked that the maximum force transmitted by the dampers in their direction was not sufficient to enable plastification and, as a result, softening of the piers to which they are connected.

Sur ce schéma, on note que quelle que soit la force F appliquée, l'effort dans les chaîons 1 et 3 (verts) sera limité à la valeur du palier plastique F_2 du chaînon ductile (rouge). Il suffit alors de dimensionner ces chaîons pour une force $F_1 = F_3 = \gamma_0 \cdot F_2$ où γ_0 (de l'ordre de 1,2) est appelé coefficient de surcapacité. Une sécurité supplémentaire est apportée vis-à-vis des risques de ruptures fragiles (dimensionnement à l'effort tranchant, butées parasismiques...) par l'intermédiaire d'un coefficient de sécurité γ_R valant 1,4 [1].

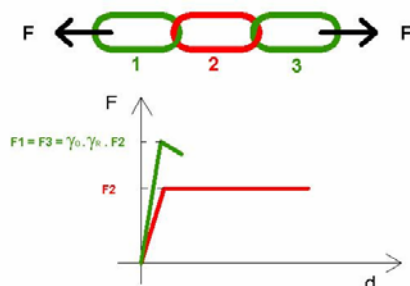


Figure 17 : Principe du dimensionnement en capacité / Concept of capacity design

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

L'application des principes de ductilité et de dimensionnement en capacité a finalement conduit à dimensionner les butées transversales pour des efforts de l'ordre de 700 tonnes et à utiliser pour ces butées des profilés métalliques (fig. 18, photograph 5). Les zones de fixation des butées et des amortisseurs sur les parties structurales de l'ouvrage (tablier, chevêtres) ont dû aussi faire l'objet d'un soin particulier (photo 6).

This condition is needed for the proper operation of these devices, the stiffness of which must remain low compared to the stiffnesses of the elements they connect.

4.2.2. Capacity design

The concept of ductile design is generally accompanied by the concept of capacity design [2], [4]. This concept, which aims at protecting non-ductile sections, may be described simply by the diagram in figure 17. In this diagram it can be seen that, whatever the force F acting on the chain, the force in links 1 and 3 (green) will be limited to the value of the plastic yield point F_2 of the ductile link (red). It is thus sufficient to design these links for a force $F_1 = F_3 = \gamma_0 \cdot F_2$ in which γ_0 (in the order of 1.2) is known as the over-capacity factor. Additional safety is added in order to prevent the risk of brittle failures (shear force design, seismic stoppers, etc.) by the use of a safety factor γ_R of 1.4 [1].

Let us consider here that the force F represents the earthquake action, that the chain symbolises the whole structure and that the ductile link represents the potential plastic hinges, designed using a behavior factor. A simple analogy enables us to assure that, if the capacity design concept is correctly applied, then, whatever the considered level of earthquake, the forces in the various sections of the construction will not exceed a certain value, which will depend only on the intrinsic characteristics of the structure (plastic yield point of the hinges). This principle is particularly interesting in seismic design due to the uncertainty linked with the very nature of the seismic actions. It also enables damage to be controlled, both from the point of view of its location (plastic hinge zones at the bottoms of the piers) and of its mechanism (ductile bending mechanisms).

The application of the concepts of ductility and capacity design finally led to the transverse stoppers being designed for forces in the order of 700 tons and to use steel profiles for these elements (fig. 18, photograph 5). The connection of the restraint and the dampers on the structural sections of the bridge (deck, pier capbeams) also had to be subject to particular care (photograph 6).

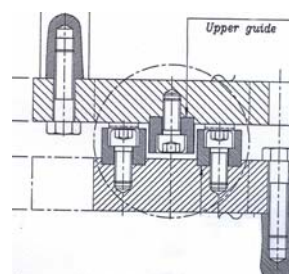


Figure 18 : Schéma des butées transversales métalliques / Diagram of steel transverse stoppers



Photo 5 : Butée transversale disposée sur la culée C0
/ Transverse steel stopper located on abutment C0

5. CONCLUSION

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



Photo 6 : Pile P1, chevêtre et bossage pour butée transversale / Pier P1, pier capbeam and bearing cap for transverse stopper

5. CONCLUSION

Analyses based on sophisticated model for the design of the Saint-Isidore bridge over the Var river resulted in a "mixed" design solution based both on the ductility of the materials and on the use of seismic dampers to provide additional safety in the longitudinal direction. The application of the behavior factor method and of the concept of capacity design should guarantee, in case of a strong seismic event, a satisfying behavior of the bridge and its immediate functionality.

Références / References

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

Crédit photos / Sources

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