

# Pont sur le Trou au Diable à la Martinique

## Etude du confortement sismique

Denis Davi

### Contexte sismique de la Martinique

La Martinique est, avec la Guadeloupe, le département français le plus exposé au risque sismique (zone III). Parmi les différents phénomènes responsables de l'activité tectonique de l'île, la sismicité régionale, induite par la subduction de la plaque Atlantique sous la plaque Caraïbe (fig. 1), est de loin la plus redoutable. Elle est à l'origine de séismes pouvant atteindre une magnitude de 8,0 sur l'échelle de Richter et une durée de l'ordre de la minute.

Au cours des 300 dernières années, 20 secousses importantes ont affecté plus ou moins durement la Martinique. Le dernier séisme destructeur date de 1839. Il a tué plus de 300 personnes à Fort-de-France et rasé la quasi-totalité de la ville. Plus récemment, les secousses ressenties en juillet 1990 ( $M=5,1$ ), en août 1992 ( $M=5,4$ ), et en juin 1999 ( $M=5,8$ ) ont rappelé que la Martinique était toujours exposée aux séismes ; et le fait que la subduction dans l'arc des Petites Antilles présente aujourd'hui une zone très faiblement active est interprété, par certains spécialistes, comme signe annonciateur d'un prochain séisme fort.

Face à cette situation, les instances locales et nationales (DDE, Préfecture, Education Nationale, AFPS,...) ont entrepris un gros travail de sensibilisation et de prévention. La création d'une cellule "risque sismique" en DDE et d'un poste de chargé de l'information spécialisée sur les risques naturels en Préfecture sont des exemples révélateurs de cet effort.

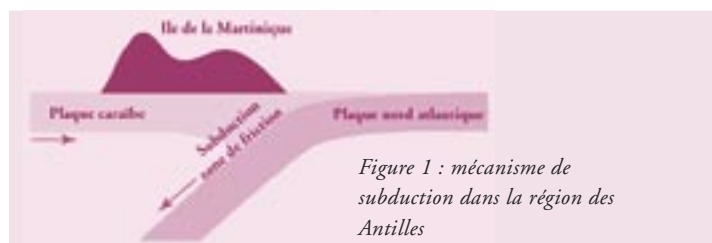


Figure 1 : mécanisme de subduction dans la région des Antilles

Comme cela est généralement le cas dans la prévention des risques naturels, la priorité est axée sur la gestion de la crise et sur l'organisation prévisionnelle des secours. Le Plan de Prévention des Risques Sismiques établi pour la Martinique prévoit que si un tremblement de terre dévastateur devait frapper l'île, les cellules de crise seraient installées à la Préfecture de Fort-de-France et aux Sous-Préfectures de La Trinité, de Saint-Pierre et du Marin [6].

Les infrastructures devant rester opérationnelles sont, bien entendu, tous les bâtiments indispensables à la sécurité civile : Centre de Secours Principal et Centre Hospitalier Régional de Fort-de-France, stations de pompiers, gendarmeries, hôpitaux pour l'organisation des secours intérieurs ; aéroport du Lamentin et zone portuaire de Fort-de-France pour l'acheminement des secours extérieurs.

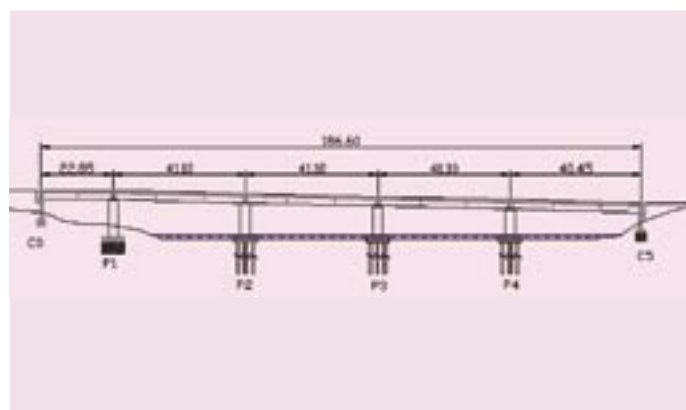


Figure 3 : élévation du pont



Figure 2 : itinéraires jugés prioritaires pour la gestion de la crise

La connexion entre ces différents centres vitaux doit aussi être assurée, ce qui implique de garantir la fonctionnalité des itinéraires suivants (fig. 2) :

- l'A1 entre Fort-de-France et Le Lamentin,
- la RN1 entre Le Lamentin et La Trinité,
- la RN2 entre Fort-de-France et Saint-Pierre,
- la RN5 entre Le Lamentin et Le Marin.

Il a par conséquent été établi que tous les ouvrages situés sur ces itinéraires et ne pouvant pas faire l'objet d'une déviation seraient rangés en classe D, qui correspond au critère d'importance le plus contraignant au sens des PS 92 [3]. Sur les 300 ponts appartenant au réseau national, la DDE, en collaboration avec le CETE de Normandie, en a sélectionné 65 (dont 45 situés sur les quatre itinéraires stratégiques listés précédemment) sur des critères d'importance. Ces 65 ouvrages, ont fait l'objet d'une étude de vulnérabilité qualitative, menée grâce au logiciel Sismoa et destinée à identifier les ouvrages prioritaires dans le cadre d'une éventuelle campagne de confortement [8], [9].



Photo 1 : vue générale

## Le pont sur le Trou au Diable

### Description de l'ouvrage

Situé sur la RN5, à proximité de la ville de Sainte-Luce (fig. 2), le pont du Trou au Diable est le plus grand pont de l'île. Ne pouvant pas être dévié puisqu'il franchit un important bras de mer et situé sur un des itinéraires prioritaires de l'île, il a été rangé en classe D. Du fait de cette importance stratégique et de sa forte vulnérabilité pressentie à l'aide du logiciel Sismoa, le pont sur le Trou au Diable se place dans la liste des ouvrages à traiter de façon prioritaire et urgente. C'est pourquoi la région Martinique, dans le cadre de l'établissement de son plan de prévention des risques, a demandé au Sétra de réaliser une étude détaillée de la vulnérabilité sismique de l'ouvrage et de proposer, le cas échéant, une solution de confortement [7].

Le pont sur le Trou au Diable a été construit en 1984. Lors de sa conception, l'action sismique a été prise en compte par l'application d'une accélération forfaitaire horizontale de 0,15 g et verticale de 0,07 g, conformément aux règles parasismiques en vigueur à l'époque de la construction (règles PS.69). Il s'agit d'un pont courant de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées) d'une longueur de 186,60 m répartie en cinq travées (fig. 3).

La première travée est indépendante tandis que les quatre suivantes sont attelées par le hourdis. Le hourdis, coulé en place, est constitué d'une dalle en béton armé d'épaisseur variable de 0,20 à 0,25 m, et de pré-dalles de 7 cm d'épaisseur servant de coffrage perdu. Chaque travée, isostatique, est constituée de quatre poutres préfabriquées, espacées de 3,10 m, entretoisées sur appui. L'ensemble du tablier repose sur des appareils d'appuis en élastomère fretté (un par extrémité de poutre au droit de chaque appui). Chaque appui est équipé de butées latérales (photo 2).



Photo 2 : pile P<sub>3</sub>



Photo 3 : dégradation de la pile  $P_2$

Le sol de fondation est composé d'une cuvette remplie de vases et d'argiles molles assez cohérentes. Les appuis sont fondés sur la brèche de roche volcanique, profonde de quelques mètres aux extrémités de l'ouvrage ( $C_0$ ,  $P_1$  et  $C_5$ ) et d'une trentaine de mètres au niveau des piles  $P_2$ ,  $P_3$ ,  $P_4$ . L'absence de sols sableux et l'ancrage des appuis dans le rocher permettent d'écarter tout risque lié au phénomène de liquéfaction.

### Visite sur site

L'inspection sur site [6] a permis de se rendre compte de l'état très dégradé des piles (photo 3). Les aciers transversaux et longitudinaux sont apparents et très fortement corrodés. Cette pathologie est due à une insuffisance de l'épaisseur de béton d'enrobage qui est d'environ 1 cm au lieu des 5 cm réglementairement prévus pour les ouvrages construits en milieu marin [4].

Par ailleurs, quelques inquiétudes ont été émises concernant la stabilité sous séisme de l'important mur de soutènement situé dans le prolongement de la culée  $C_0$  (photo 4).



Photo 4 : mur de soutènement côté  $C_0$

### Données sismiques

Pour un pont de classe D, situé en zone sismique III, les règles PS 92 [3] fixent le niveau d'accélération horizontale nominale à prendre en compte à  $4,5 \text{ m/s}^2$ . Cette valeur peut être interprétée comme l'accélération maximale au rocher, au droit de l'ouvrage, à intégrer dans les calculs. Selon la direction verticale, l'intensité de séisme à prendre en compte correspond à 0,7 fois l'intensité de séisme considérée selon les directions horizontales, soit une accélération nominale de  $3,2 \text{ m/s}^2$ .

Les sollicitations sismiques ont été introduites par le biais des spectres de réponse élastique réglementaires (PS 92). Le site étant de type S2 au niveau des appuis  $C_0$ ,  $P_1$  et  $C_5$  et de type S3 au niveau des appuis  $P_2$ ,  $P_3$  et  $P_4$ , deux spectres différents (correspondant à ces deux sites) ont été considérés indépendamment (fig. 4a et 4b). Dans chaque direction, nous avons retenu la moyenne des réponses obtenues par les deux spectres. Notons que dans le cas du dimensionnement d'un ouvrage neuf, il aurait été préférable de ne considérer, dans chacune des directions, que le spectre induisant la

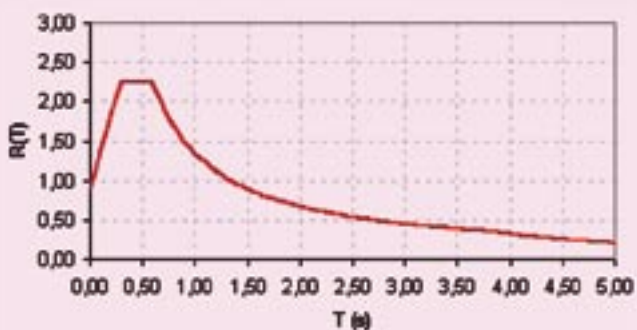


Figure 4a : spectre de réponse, site S2 ( $q = 1$  ;  $\xi = 5\%$ )

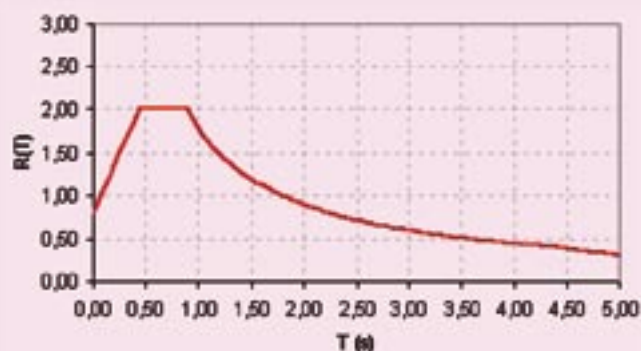


Figure 4b : spectre de réponse, site S3 ( $q = 1$  ;  $\xi = 5\%$ )



réponse la plus défavorable (hypothèse sécuritaire). Ici le problème était différent puisqu'il s'agissait d'estimer de façon réaliste la vulnérabilité d'un ouvrage existant. Adopter strictement les règles de dimensionnement qui visent à conférer à l'ouvrage une sécurité maximale par le biais de nombreux coefficients de sécurité aurait conduit à des résultats trop pessimistes.

## Méthodologie générale pour les études de confortement

Les projets de confortement sismique résultent toujours d'un processus itératif, qui peut être décrit par la figure 5. Chaque étape de consolidation (itération) doit obligatoirement être suivie d'une ré-analyse complète de la structure car elle est susceptible d'en modifier les caractéristiques mécaniques et dynamiques et donc sa réponse à un séisme.

## Comportement sous séisme du pont dans son état actuel

Une première série d'analyses a permis, à partir de modèles simplifiés, d'identifier les principaux défauts de la structure dans son état actuel.

### Sous séisme longitudinal

L'expérience des séismes passés [2] a montré que l'échappement du tablier de ses appuis dans le sens longitudinal constituait un des dysfonctionnements les plus fréquents des ponts à travées indépendantes soumis à des sollicitations de type sismique (photo 5).

L'appui critique vis-à-vis de ce phénomène est sans aucun doute la pile  $P_1$ , soumise à des forces inertielles très probablement désynchronisées de la part du tablier constituant la première travée et de celui constituant les travées suivantes. Le calcul réalisé montre que le phénomène de ruine prédictible correspond à une rupture des appareils d'appui en élastomère. Cette rupture est susceptible d'entraîner une instabilité pouvant amener les deux parties indépendantes du tablier à s'entrechoquer avec risque d'échappement d'appui. Le niveau de séisme maximum admissible vis-à-vis de ce phénomène correspond à une accélération nominale de  $2,8 \text{ m/s}^2$ .

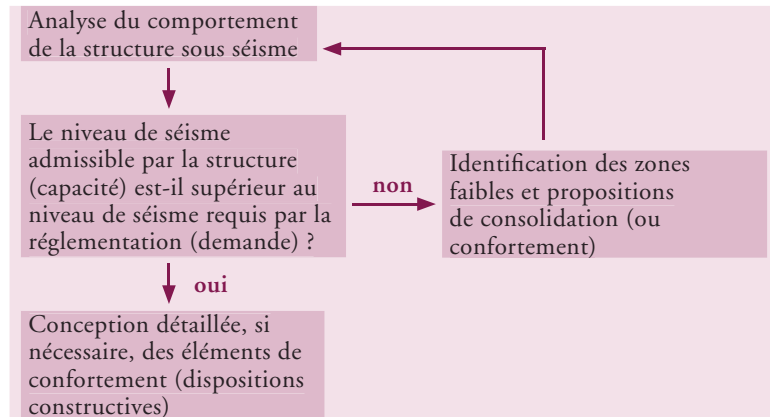


Figure 5 : méthodologie générale pour les projets de confortement

### Sous séisme transversal

Selon la direction transversale, une première analyse a été réalisée sur la base du modèle de pile indépendante [1] appliqué à la pile  $P_3$ . Cette vérification a été menée à partir d'hypothèses très sécuritaires : la résistance des armatures (supposées entièrement corrodées dans les sections critiques) a ainsi été négligée dans le calcul, de même que les gaines métalliques entourant les pieux. Les possibles redistributions d'efforts dans la structure après plastification de certaines sections n'ont pas non plus été prises en compte. Ce calcul très pessimiste a permis d'affirmer que l'ouvrage pouvait résister à une accélération transversale d'au moins  $2,4 \text{ m/s}^2$ . Nous verrons ultérieurement qu'une analyse plus réaliste basée sur la résistance réelle des structures et des matériaux et sur l'étude dynamique globale de l'ouvrage consolidé permettra d'augmenter ce niveau de plusieurs unités.



Photo 5 : exemple d'échappement d'appui (Taiwan)

### Sous séisme vertical

Selon la direction verticale, l'analyse des sollicitations dynamiques engendrées par la mise en vibration du tablier à vide a permis de conclure sur le fait que ces efforts étaient couverts par les effets des charges d'exploitation à l'état limite ultime considérés lors de la conception de l'ouvrage.

## Propositions de confortement et analyse de la structure renforcée

Sur la base des conclusions précédentes, une première série de mesures de confortement a été proposée. Il s'agit d'une part de rendre le tablier continu par attelage du hourdis au droit de la pile  $P_1$  (fig. 6) et de procéder d'autre part au remplacement de tous les appareils d'appui. Le dimensionnement des nouveaux appareils d'appui a conduit à retenir de façon générale les plus gros appareils d'appui normalisés XP-T47.815 de dimensions  $(700 \times 700) \times 7 \times (16+4)$ .

Des mesures ont été également préconisées pour réparer les dégradations observées au niveau du béton d'enrobage et des armatures des piles, et redonner à celles-ci au minimum leur résistance d'origine : ragréage du béton altéré et réfection par béton et fibres de carbone ou équivalent.

### Modélisation de la structure

La structure ainsi renforcée a fait l'objet d'une étude détaillée, à partir d'une analyse dynamique multimodale. Le modèle retenu dans le cadre de cette analyse correspond à une représentation filaire du tablier et de chacun des éléments de l'ouvrage : fûts de piles, chevêtres, appareils d'appui (fig. 7). Les masses ont été modélisées par des masses ponctuelles, réparties sur ces différents éléments filaires.

Selon la direction transversale (blocage par butées), l'analyse tient compte de la fissuration des piles. Enfin, l'interaction sol-structure a été modélisée sur la base des matrices de rigidité des fondations, calculées à partir des raideurs dynamiques des sols [1].

Les principaux modes de vibration obtenus selon les directions longitudinale et transversale sont représentés respectivement sur les figures 8a et 8b.

Une comparaison entre des modèles prenant en compte ou non l'interaction sol-structure a permis d'identifier ce paramètre comme étant déterminant, notamment dans la direction transversale, tant du point de vue des valeurs des périodes propres que de

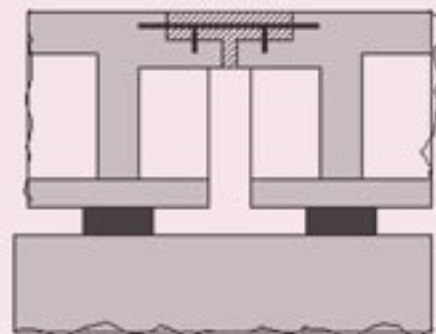


Figure 6 : attelage du hourdis

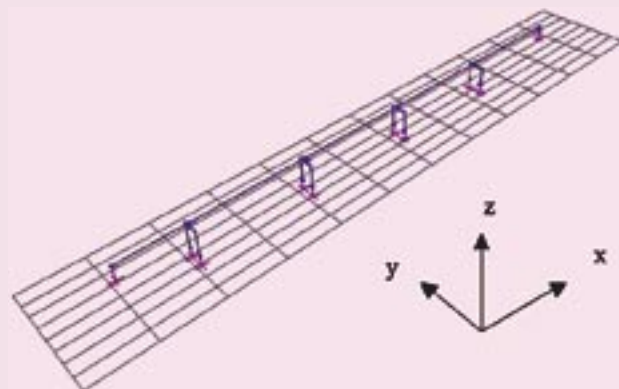


Figure 7 : modélisation de la structure

l'allure des déformées modales. Ceci s'explique par le caractère très massif des piles qui leur confère une rigidité proche de celle des fondations.

### Analyse des sollicitations sismiques

Les sollicitations sismiques ont été obtenues par combinaison quadratique des réponses des différents modes de vibration dans chacune des directions.

Trois directions privilégiées de séismes ont été successivement envisagées : la direction verticale, les directions horizontales longitudinale et transversale. Pour chaque direction, l'action sismique  $E$  de calcul est généralement obtenue en combinant les effets d'un mouvement d'excitation dans la direction considérée, auxquels on ajoute les effets des mouvements dans les deux autres directions, affectés d'un coefficient pondérateur de 0,3 :

$$E = E_1 \pm 0,3 E_2 \pm 0,3 E_3$$

Néanmoins, dans un but de simplification des calculs, la typologie de l'ouvrage ne laissant craindre aucune corrélation entre les trois directions (biais et courbure nuls, fréquences propres de vibrations éloignées), nous avons adopté les principes suivants, généralement admis :

- le séisme vertical maximal n'est combiné avec aucune direction transversale ;
- dans chacune des directions horizontales, on ne combine la composante principale qu'avec la composante verticale, pondérée par 0,3.

On a vérifié d'autre part que le séisme vertical maximal était couvert par les charges d'exploitations à l'E.L.U.

Au final seules demeurent donc les combinaisons suivantes :

$$G \pm E_{long} \pm 0,3 E_{vert}$$

$$G \pm E_{trans} \pm 0,3 E_{vert}$$

où  $G$ ,  $E_{long}$ ,  $E_{trans}$  et  $E_{vert}$  représentent respectivement les charges permanentes, les actions sismiques longitudinale, transversale et verticale.

La vérification des appareils d'appuis, des repos d'appui et des joints de chaussées tient compte également des déformations différées et des effets de la température, pondérés d'un coefficient partiel de 0,4. La combinaison de calcul devient alors [1] :

$$G + E + 0,4 Th + Diff$$

Réglementairement, pour toutes les autres vérifications, l'action sismique n'est combinée avec aucune autre action variable.

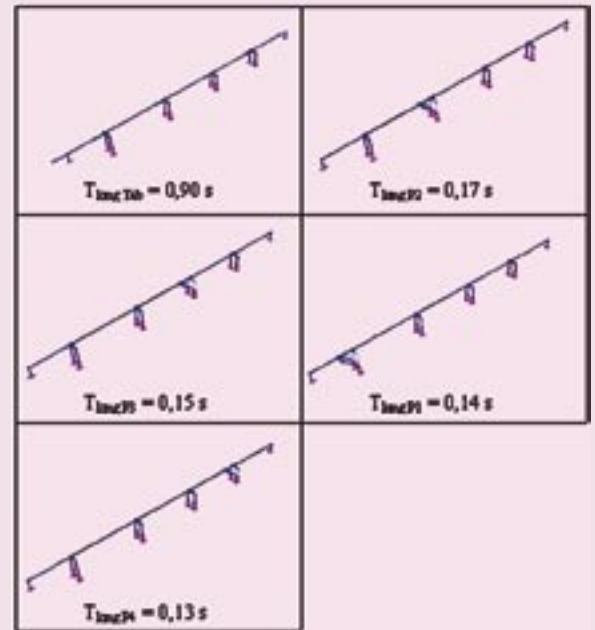


Figure 8a : modes de vibration longitudinaux

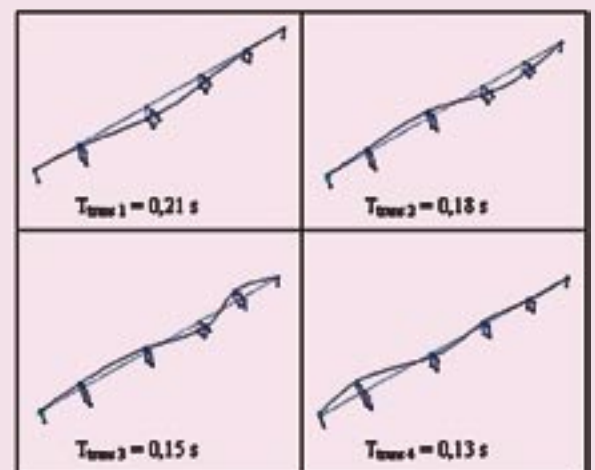


Figure 8b : modes de vibration transversaux

Parmi les principaux résultats, on peut noter que le déplacement longitudinal maximum du tablier calculé sous séisme est de l'ordre de 17 cm, que la déformation transversale en tête de pile est maximale pour  $P_2$  et atteint environ 7 mm, que les efforts horizontaux maximaux en pied de piles sont de l'ordre de 720 tonnes selon la direction longitudinale et de 1 070 tonnes selon la direction transversale.

### Vérification des éléments structurels

A partir des sollicitations calculées précédemment, la résistance des éléments structurels les plus critiques vis-à-vis de la stabilité générale et de la sécurité de l'ouvrage sous séisme a été vérifiée et, le cas échéant, des solutions de confortement ont été proposées. Parmi ces éléments structurels, on distingue : les distances de repos d'appui, les joints de chaussées, les appareils d'appui, les piles, les culées, les fondations et les butées de blocage transversal.

### Repos d'appui et joints de chaussée

L'attelage des travées par le hourdis, qui permet au tablier de se déplacer d'un seul bloc et évite les effets d'entrechoquement, n'est cependant pas suffisant pour reprendre les efforts de flexion et de cisaillement en cas d'échappement. Les repos d'appui sur piles ont donc dû être vérifiés. La valeur de la longueur de repos d'appui disponible au droit de chaque appui est de 85 cm. Cette longueur est limitée par le jeu avant butée au niveau de chaque culée, après rupture des corbeaux, réputés fusibles, soit 30 cm (fig. 9).

Ces distances sont largement suffisantes pour assurer le libre déplacement du tablier sous combinaison du séisme longitudinal et des effets différés et de température, soit 26 cm, sans risque d'échappement ni de choc sur les culées.

Par contre les joints de chaussée de souffles respectifs 3 et 7,5 cm sur  $C_0$  et  $C_5$  sont sous-dimensionnés. Leur remplacement n'est toutefois pas indispensable étant entendu que l'endommagement des joints de chaussée n'est pas de nature à remettre en cause la stabilité de l'ouvrage et que des dispositions pourront être prises rapidement après un éventuel séisme pour maintenir un niveau suffisant de fonctionnalité (plaques de roulement métalliques, remplissage par tout-venant...). D'autre part la réparation de ces joints pourra être réalisée facilement et sans dépense excessive alors que mettre en place des joints de chaussée de souffle plus importants à titre préventif constituerait une intervention relativement coûteuse.

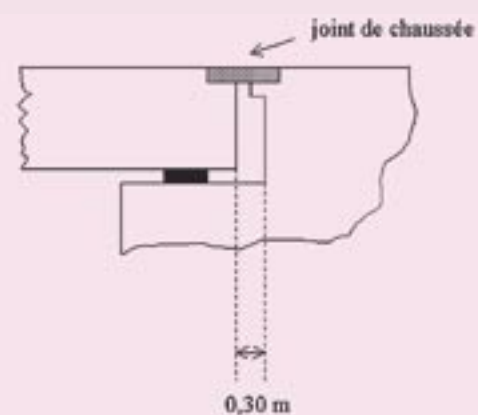
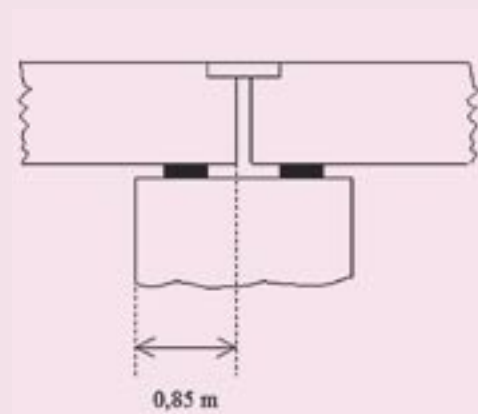


Figure 9 : repos d'appui

## Appareils d'appui

Les dimensions des nouveaux appareils d'appui, telles que définies dans les premières propositions de confortement, ont été contrôlées vis-à-vis du flambement, de la distorsion et du glissement. Seule la condition relative au glissement n'était pas vérifiée. Des dispositifs anti-glissement (taquets d'arrêt, ancrage de l'appareil d'appui...) devront donc être mis en œuvre.

## Piles

Selon la direction transversale, les piles fonctionnent en portiques. Les fûts sont donc soumis à des moments fléchissant en pied et en tête ainsi qu'à une variation de l'effort normal ( $\pm \Delta N$ ).

Un calcul réglementaire classique montrerait que les sections du fût le plus tendu ne sont pas vérifiées (risque de plastification). On peut toutefois s'attendre à une potentielle redistribution des efforts après plastification de certaines sections. Cette approche, basée sur les capacités réelles des matériaux et des structures plus que sur la stricte application des règlements de calcul, se justifie par l'importance des marges de sécurité (notamment sur les niveaux d'accélération) imposées par les règles de conception des ouvrages neufs en zones sismiques, en particulier pour les ouvrages de classe D. De telles marges se justifient en construction neuve et n'engendrent pas de surcoûts exorbitants à partir du moment où les sollicitations sismiques qui en résultent sont prises en compte dès le début des études. Par contre, lorsqu'il s'agit d'évaluer de façon réaliste la vulnérabilité d'un ouvrage existant et de proposer le cas échéant des mesures de confortement, la stricte application des règles de conception et de dimensionnement n'est plus adaptée. Elle s'avère en effet d'une part beaucoup trop pessimiste vis-à-vis de la capacité résistante réelle des structures et des matériaux, et d'autre part inopportune par rapport au montant des investissements à réaliser.

L'analyse de la redistribution des efforts a été réalisée grâce à une méthode de type Push-Over sur l'élément pile [2]. Pour ce calcul, une force croissante  $F$  est appliquée en tête de pile (fig. 10).

Au fur et à mesure de l'augmentation de  $F$ , on suit l'évolution des moments et des déformations dans chaque section critique (1, 2, 3, 4). Dès que dans une de ces sections le moment plastique est atteint, on introduit en ce point une rotule afin de tenir compte de la redistribution des efforts dans le reste de la structure (fig. 11). La procédure s'arrête dès que les conditions limites en déformation admises par le BAEL à l'état limite ultime (soit  $\epsilon_b = 3,5\text{‰}$  pour le béton et  $\epsilon_s = 10\text{‰}$  pour l'acier) sont atteintes. Cette analyse a finalement montré que, transversalement, les piles étaient capables de résister aux efforts sismiques de calcul.

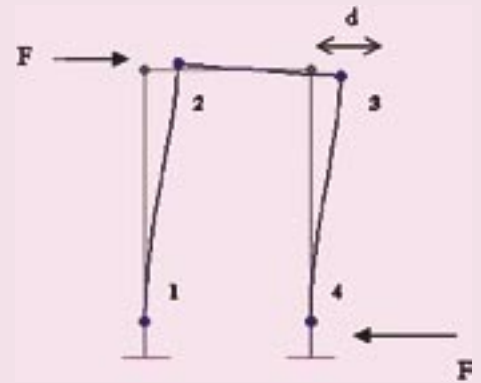


Figure 10 : méthode Push-Over

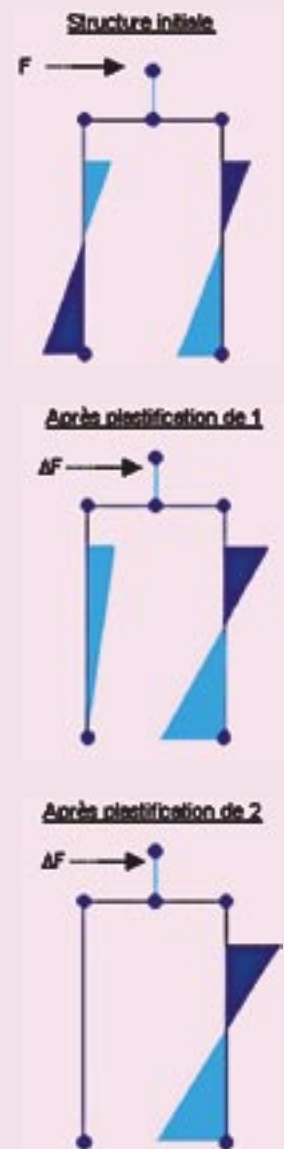


Figure 11 : redistribution des efforts



Selon la direction longitudinale, un calcul réglementaire classique aurait aussi abouti à la conclusion que les sections n'étaient pas vérifiées (risque de plastification).

Ceci nous a amené à considérer le comportement post-élastique des sections de fûts de piles. Au cours d'un séisme majeur, celles-ci reprendront donc le moment correspondant à leur moment plastique et le reste de la sollicitation sera imposé en déformation. Nous nous sommes placés dans l'hypothèse classique de l'iso-déplacement (fig. 12). Selon cette hypothèse, 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 ainsi en terme de déformation.

Le calcul a donc consisté à vérifier que les déformations obtenues dans les matériaux restaient inférieures aux déformations limites ultimes au sens du BAEL [4]. Notons cependant que, selon la direction longitudinale, les piles portiques ne bénéficient pas de la même redondance (ou hyperstaticité) que selon la direction transversale. La plastification est donc potentiellement dangereuse car elle ne peut pas se produire dans plusieurs sections successivement. Par conséquent, si un confortement était décidé, il serait souhaitable d'envisager des solutions alternatives basées sur l'emploi de dispositifs dissipateurs d'énergie (appareils d'appui à noyau de plomb, butées longitudinales à profilé métallique ductile...). Ces solutions n'ont pas été étudiées ici car elles requièrent une analyse plus fine prenant en compte le caractère fortement non-linéaire de ces dispositifs très spécifiques. A ce jour, la finalisation du projet de confortement du pont sur le Trou au Diable n'a pas encore été programmée par le Maître d'Ouvrage.

Vis-à-vis du risque de rupture fragile par effort tranchant, les vérifications des contraintes de cisaillement n'ont pas soulevé d'inquiétude particulière.

### Culées

La culée  $C_0$  est une culée creuse, dont l'utilisation est courante à la Martinique. Ce type de conception permet de limiter les effets de la poussée dynamique des terres, qui se trouve équilibrée en butée par le talus côté tablier (fig. 13a). La culée  $C_5$  est ancrée dans le substratum rocheux par l'intermédiaire d'un massif de gros béton (fig. 13b). Au droit de cette culée, la couche de brèche altérée présente un risque d'instabilité (glissement de terrain) et la poussée dynamique des terres en arrière de la culée a donc dû être prise en compte par l'application de la méthode de Mononobe-Okabe [1] et combinée avec les efforts longitudinaux provenant du tablier.

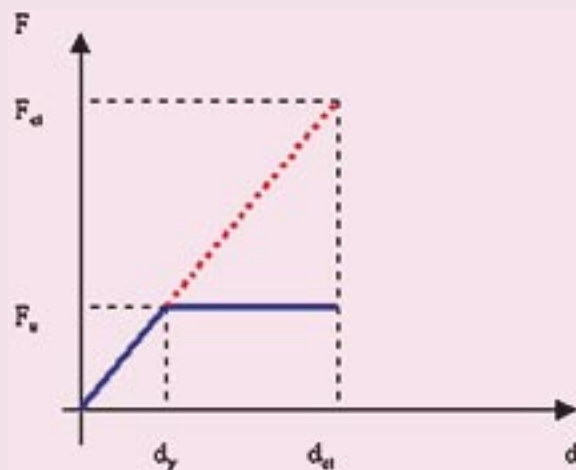


Figure 12 : hypothèse d'iso-déplacement

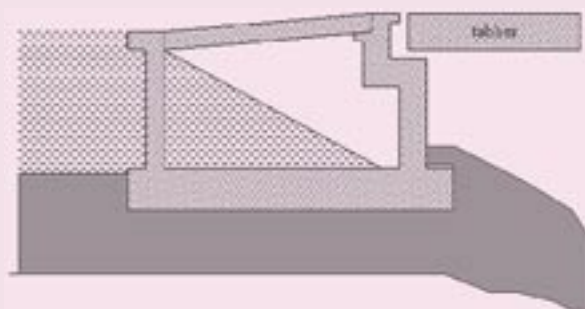


Figure 13a : culée  $C_0$

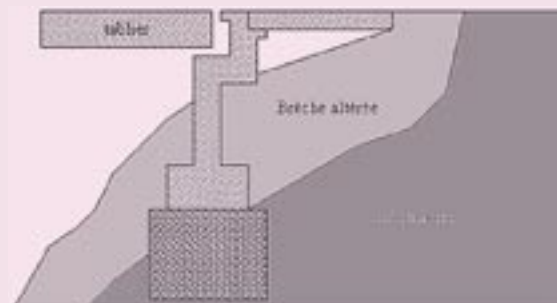


Figure 13b : culée  $C_5$

Les calculs de vérification ont montré que les sections de béton armé étaient largement vérifiées, tant du point de vue des contraintes normales que des contraintes de cisaillement.

### Fondations

Les appuis  $C_0$ ,  $P_1$  et  $C_3$  reposent sur fondations superficielles ou semi-superficielles ancrées dans le substratum par des massifs de gros béton de profondeur supérieure ou égale à deux mètres. Aucun risque de renversement ou de glissement n'est donc à craindre sur ces appuis.

Les appuis  $P_2$ ,  $P_3$  et  $P_4$  sont fondés sur pieux. Les variations d'effort normal liées au séisme dans ces pieux ( $\pm 350$  tonnes) restent acceptables vis-à-vis des capacités portantes. D'autre part, la présence des gaines métalliques, encastées en tête dans les semelles, confère aux pieux un chemisage de nature à augmenter de façon très significative à la fois leur résistance à l'effort tranchant et leur résistance à la flexion (par effet de confinement du béton). Cette spécificité ainsi que le nombre important de pieux (douze sous chaque appui) permettront en cas de séisme une bonne redistribution des efforts après formation de rotules plastiques dans les pieux de la file la plus tendue et garantiront le bon fonctionnement de l'ensemble.

### Butées transversales

Les chevêtres des piles sont équipés de butées assez massives, capables de reprendre sans trop de problème les efforts sismiques. Par contre, les butées sur culées sont beaucoup plus fines et devront être renforcées par des butées massives en béton (fig. 14) ou des butées à profilé métallique.

## Stabilité du remblai d'accès, côté $C_0$

L'analyse de la stabilité du remblai d'accès côté  $C_0$  sous sollicitations sismiques réglementaires a fait l'objet d'un calcul basé sur la méthode de Mononobe-Okabe [1]. Ce calcul a permis de conclure sur le fait que le mur de soutènement présentait un gros risque d'instabilité, tant vis-à-vis de la stabilité externe (renversement, glissement) que de la stabilité interne (risque de rupture du mur).

Cette instabilité se traduirait en cas de séisme, par un éboulement du remblai côté  $C_0$ , rendant impossible l'accès au pont sur Le Trou au Diable. Des mesures de confortement du mur ont donc été préconisées. Les techniques de clouage par tirants actifs ou passifs (fig. 15) semblent être les mieux adaptées aux spécificités du site (présence d'une route longeant le mur). Il a toutefois été conseillé au maître d'ouvrage d'avoir recours à l'avis d'un expert géotechnicien pour évaluer de façon rigoureuse le risque sur ce mur et les mesures de confortement les plus appropriées.

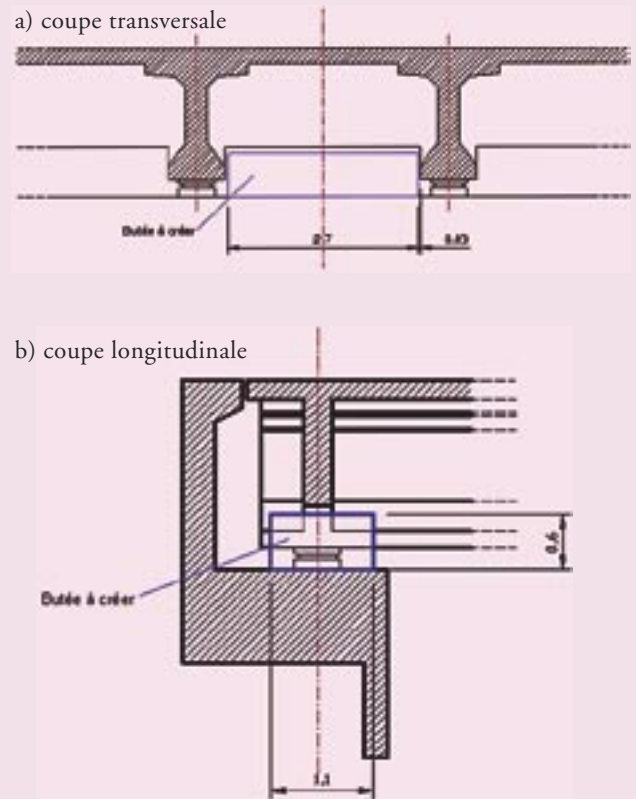


Figure 14 : butée de renfort en béton sur culées

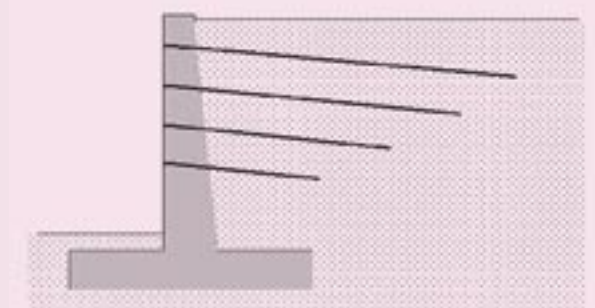


Figure 15 : clouage du mur de soutènement (schéma de principe)

## Estimation du coût des travaux

L'ensemble des mesures de confortement à mettre en œuvre pour assurer la sécurité de l'ouvrage du pont sur le Trou au Diable vis-à-vis du risque sismique peut être estimé, de façon très grossière, à 300 000 € (2 Millions de Francs) HT sur la base des prix pratiqués en Métropole. En prenant en compte une TVA de 9,6% pour les Antilles et un surcoût de 100% pour l'ensemble des prestations par rapport aux tarifs de la Métropole, l'estimation globale de l'opération fait état d'un montant d'environ 660 000 € (4,3 Millions de Francs) TTC.

## Récapitulatif et conclusion

L'objectif du présent document était d'évaluer, par une étude détaillée, la vulnérabilité au séisme de l'ouvrage du pont sur le Trou au Diable à la Martinique. Cet ouvrage a été classé parmi ceux ayant vocation à jouer un rôle stratégique dans la gestion de la crise en cas d'incident sismique majeur. Il doit par conséquent être capable de résister à des niveaux d'accélération très importants sans subir de dommages susceptibles de remettre en cause sa fonctionnalité.

L'étude s'est décomposée en deux phases successives. La première phase a conduit, à partir de modèles d'analyse simplifiés, à la conclusion que l'ouvrage en l'état n'était pas en mesure de supporter les niveaux de séisme réglementaires. Elle a aussi permis d'identifier les principaux défauts de la structure (rupture des appareils néoprène, risque d'entrechoquement des parties indépendantes du tablier, échappement d'appui) et de proposer une première série de mesures de confortement (attelage du tablier, changement des appareils d'appui, réfection des piles). A partir de la structure modifiée, une analyse beaucoup plus fine a été menée. Cette deuxième phase d'analyses, basée sur les capacités réelles de la structure et des matériaux (analyse dans le domaine plastique, redistribution des efforts...) a conduit à la justification des principaux éléments structurels et à la proposition, le cas échéant, de mesures de confortement supplémentaires (renforcement des butées transversales sur culées, renforcement du mur de soutènement du remblai côté C<sub>0</sub>).

L'approche retenue, plus réaliste - mais moins sécuritaire - que l'approche purement réglementaire, a permis d'identifier les interventions strictement nécessaires et acceptables d'un point de vue économique, à réaliser sur l'ouvrage. Au total, le montant global de ces interventions est estimé à environ 660 k€. Cette estimation a été intégrée dans un programme global de réduction du risque sismique sur la Martinique (renforcement des bâtiments stratégiques et des

hôpitaux, étude de vulnérabilité de l'aéroport, plan d'organisation des secours en cas de crise, etc...). A ce jour, la décision de finaliser le projet de confortement du pont sur le Trou au Diable n'a pas encore été prise par le Maître d'Ouvrage ■

## Références

- [1] Ponts courants en zone sismique - Guide de conception - Sétra - SNCF.
- [2] Priestley, Seible, Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges - New York : Wiley 1996.
- [3] Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts - Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [4] Fascicule n° 62 titre 1<sup>er</sup> - Section I du CCTG : «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites» (BAEL 91 révisé 99).
- [5] Fascicule n° 62 titre V du CCTG : «Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil».
- [6] Rapport de Mission «Expertise sismique en Martinique», déc. 2001 - D. Davi, P Schmitt - Sétra/CTOA.
- [7] Pont sur le Trou au Diable (RN5 - Martinique) - Etudes de confortement sismique, jan. 2003 - D. Davi - Sétra/CTOA.
- [8] SISMOA : une méthode d'estimation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes - D. Davi, P. Schmitt - Bulletin ouvrages d'art n°43, sept. 2003 - Sétra/CTOA.
- [9] Vulnérabilité aux séismes des ouvrages d'art de la Martinique - CETE Normandie Centre/ DEIOA - avr. 2003.

*Credit photos : Sétra : photos 1, 2, 3 et 4 - Taiwan Freeway Bureau : photo 5.*