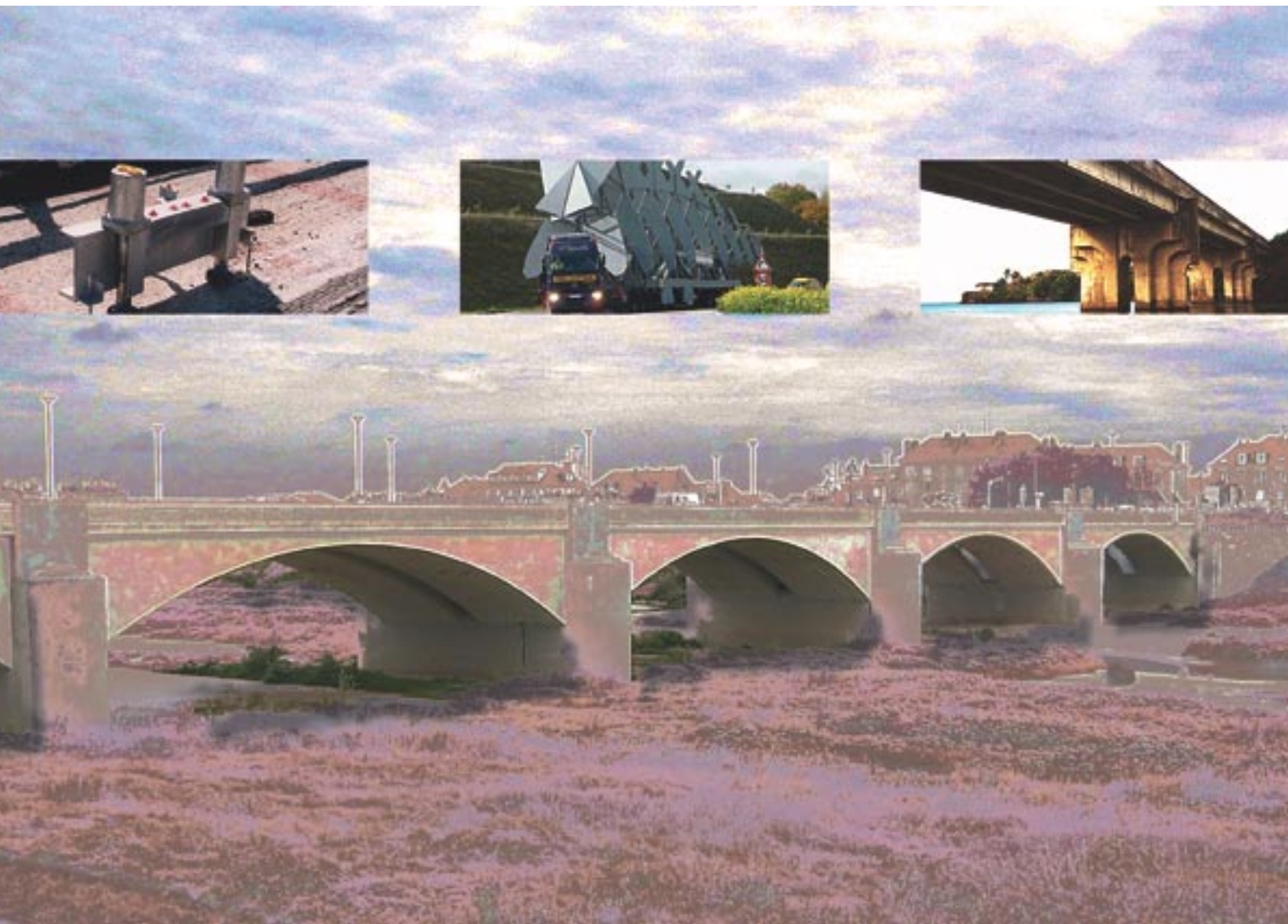


Ouvrages d'art



Liberté • Égalité • Fraternité

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



ministère
de l'Équipement
des Transports
de l'Aménagement
du territoire
du Tourisme et
de la Mer

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Pont sur le Trou au Diable à la Martinique

Denis Davi

👁 P. 2

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Réglementation sur les transports exceptionnels vis-à-vis des ouvrages d'art

Jean-Michel Lacombe, Eric Lozinguez

👁 P. 13

Étude de la résistance des hourdis de pont sous l'effet d'un choc de poids lourd sur une barrière BN4

Eric Chasco, Jean-Michel Lacombe,
Daniel Le Faucheur

👁 P. 17

En page centrale Tableau de synthèse - conditions de passage des convois exceptionnels

👁 P. 21

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

Étanchement du pont des Cadets à Saumur

Jacques Billon, Michel Laude

👁 P. 34

INFORMATIONS BRÈVES

Le Sétra organise le premier colloque européen sur les eurocodes

Michel Prat

👁 P. 38

Site intranet "Piles"

Yvon Meuric

👁 P. 39

Avancement de l'implantation de LAGORA

Gilles Lacoste

👁 P. 40

IQA MURS

Tann Nguon

👁 P. 41

Stages

👁 P. 42

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

👁 P.43

Editorial

La circulation des convois lourds, sous couvert du code de la route ou de la réglementation relative aux convois exceptionnels, se développe fortement depuis une dizaine d'années. En 2003 par exemple, ce sont plus de 10 000 demandes d'autorisations de circulation de convois exceptionnels de 3^{ème} catégorie qui ont été traitées.

Les exemples récents sont variés et parfois spectaculaires, transport d'éléments de l'airbus A380, dérogations temporaires pour le transport de bois ronds faisant suite à la tempête de fin 1999, développement de l'intermodalité avec les transports combinés mer/route, etc.

Répondre au mieux à cette évolution représente un important enjeu en termes de sécurité, de développement économique et de préservation du patrimoine, enjeu auquel sont confrontés au quotidien les gestionnaires des routes et des ouvrages d'art.

Avec l'arrêté interministériel du 26 novembre 2003 qui abroge et synthétise plusieurs dizaines de textes publiés depuis 1975, les procédures administratives de délivrance des autorisations de circulation sont clarifiées.

En ce qui concerne les ouvrages d'art et leur capacité portante, au-delà des conséquences du nouvel arrêté détaillées dans ce bulletin, d'importantes réflexions sont en cours, notamment dans le cadre de la mise en œuvre prochaine des Eurocodes. Mais si l'on peut chercher à optimiser les conditions de passages des convois lourds, il faut se rappeler la très grande diversité du parc des ouvrages qui ont été conçus avec des règlements en constante évolution ; la question posée est complexe et elle ne saurait avoir une réponse unique.

Jean Michel Lacombe

Directeur technique
au Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

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.

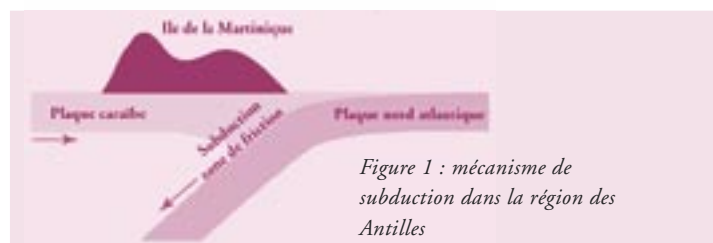


Figure 1 : mécanisme de subduction dans la région des Antilles

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.

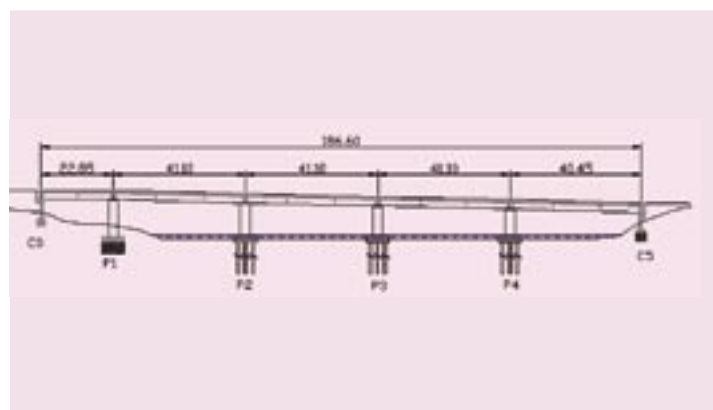


Figure 3 : élévation du pont



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_3



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

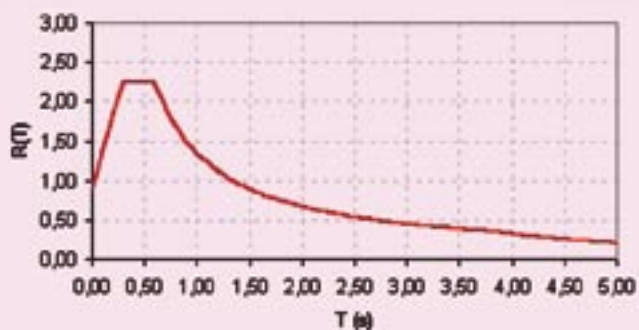


Figure 4a : spectre de réponse, site S2 ($q = 1$; $\xi = 5\%$)

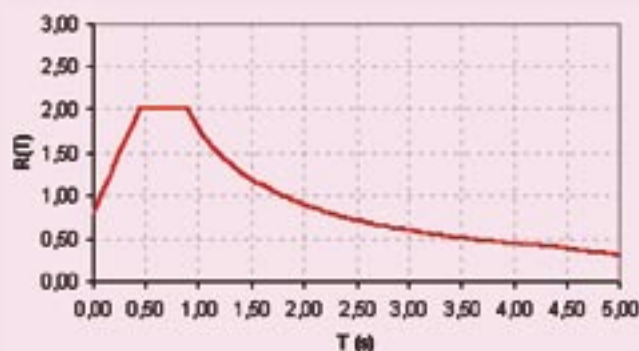


Figure 4b : spectre de réponse, site S3 ($q = 1$; $\xi = 5\%$)

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 $2,8 \text{ m/s}^2$.

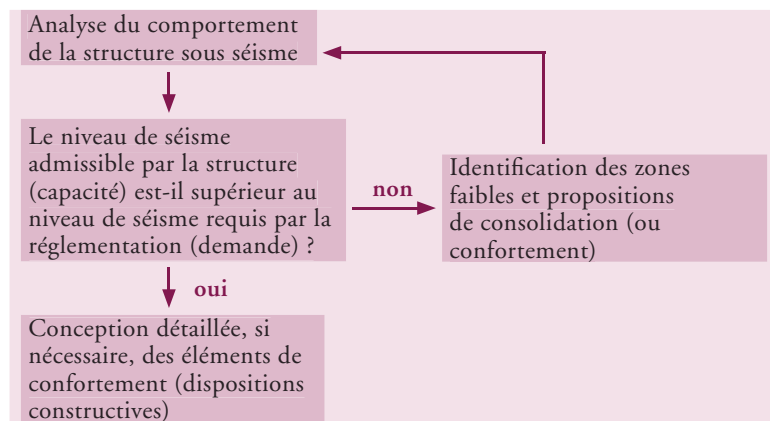


Figure 5 : méthodologie générale pour les projets de confortement

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

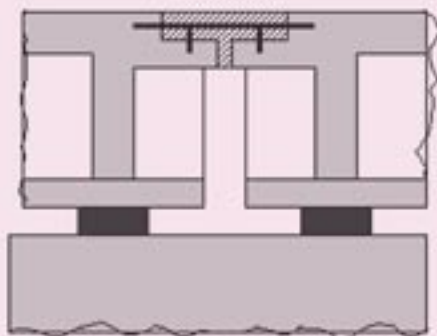


Figure 6 : attelage du hourdis

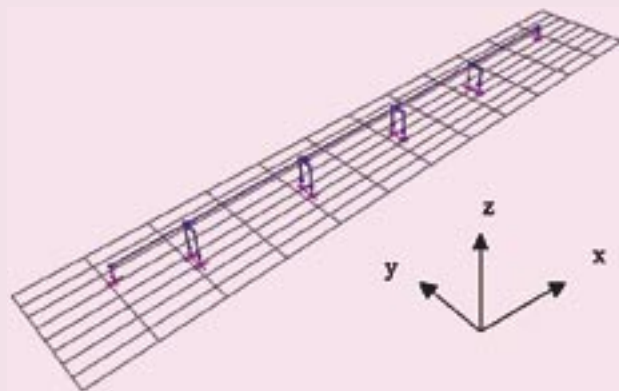


Figure 7 : modélisation de la structure

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.

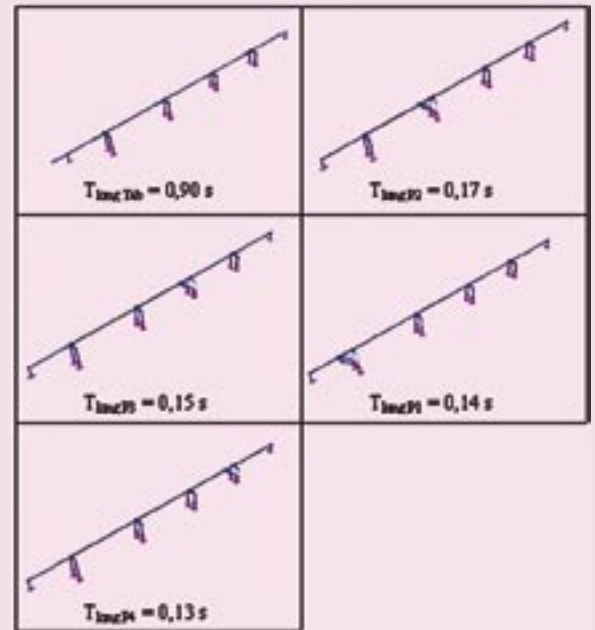


Figure 8a : modes de vibration longitudinaux

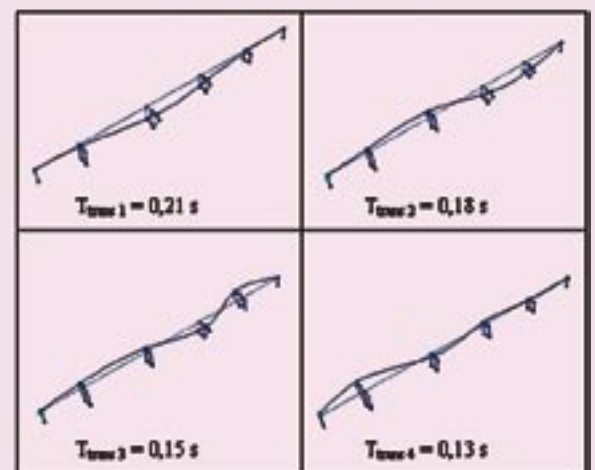


Figure 8b : modes de vibration transversaux

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 structuraux

A partir des sollicitations calculées précédemment, la résistance des éléments structuraux 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 structuraux, 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 important à titre préventif constituerait une intervention relativement coûteuse.

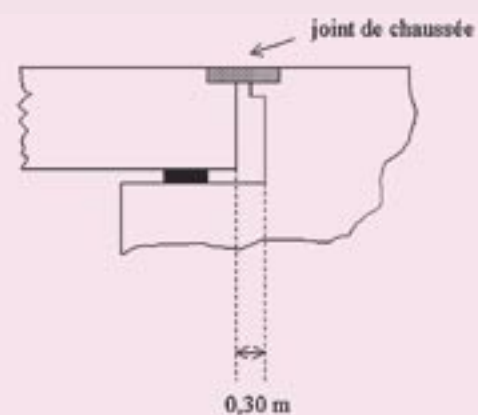
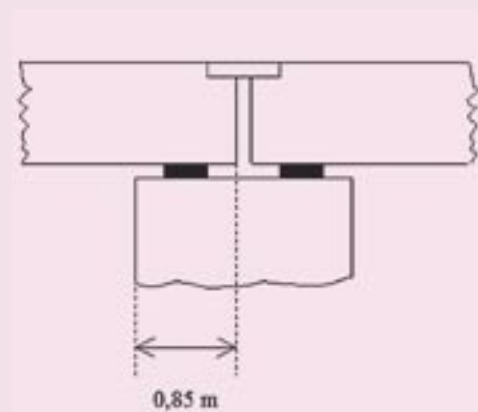


Figure 9 : repos d'appui

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 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 $\epsilon_b = 3,5\%$ pour le béton et $\epsilon_s = 10\%$ pour l'acier) sont atteintes. Cette analyse a finalement montré que, transversalement, les piles étaient capables de résister aux efforts sismiques de calcul.

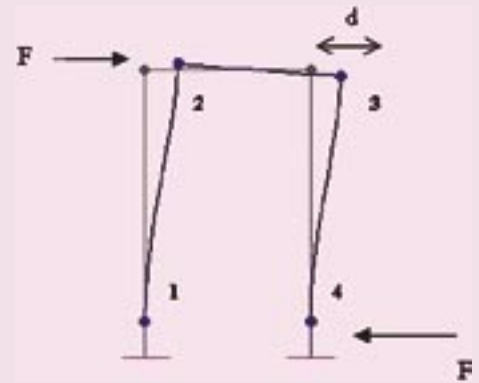


Figure 10 : méthode Push-Over

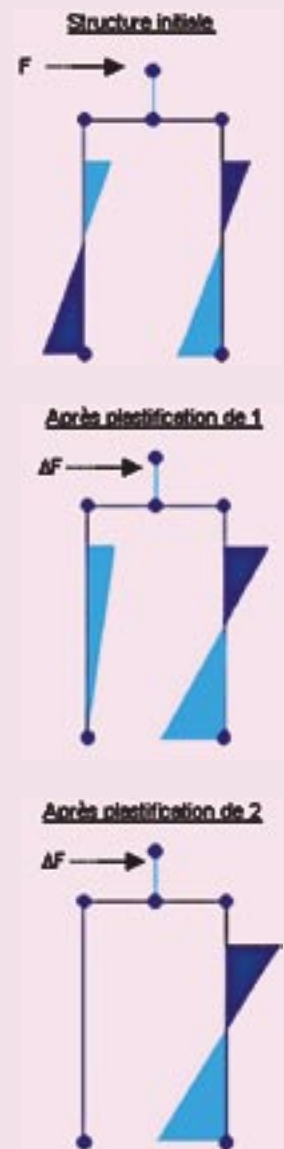


Figure 11 : redistribution des efforts

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.

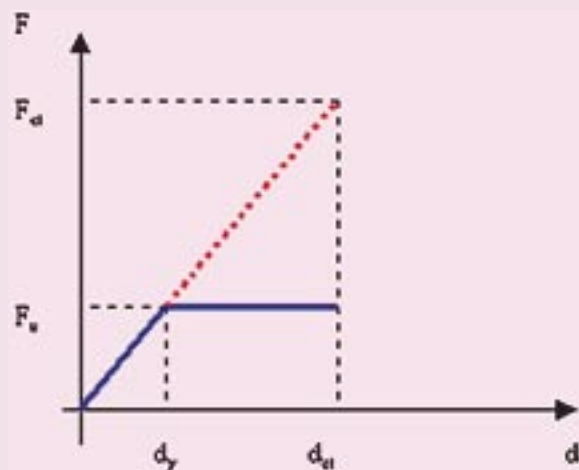


Figure 12 : hypothèse d'iso-déplacement

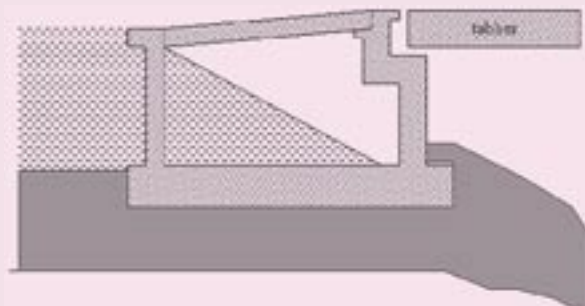


Figure 13a : culée C_0

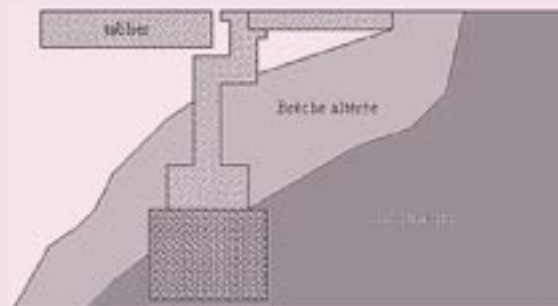


Figure 13b : culée C_5

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_5 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 (± 350 tonnes) restent acceptables vis-à-vis des capacités portantes. D'autre part, la présence des gaines métalliques, encastrées 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

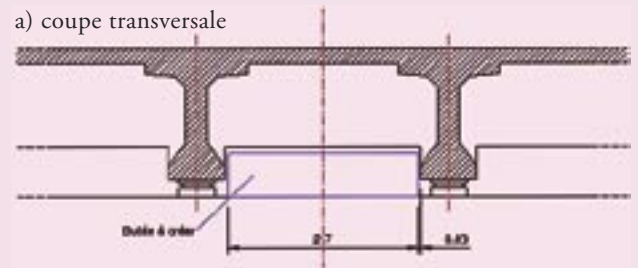
Les chevêtres des piles sont équipés de butées assez massives, capables de reprendre sans trop de problème les efforts sismiques. Par contre, les butées sur culées sont beaucoup plus fines et devront être renforcées par des butées massives en béton (fig. 14) ou des butées à profilé métallique.

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.

a) coupe transversale



b) coupe longitudinale

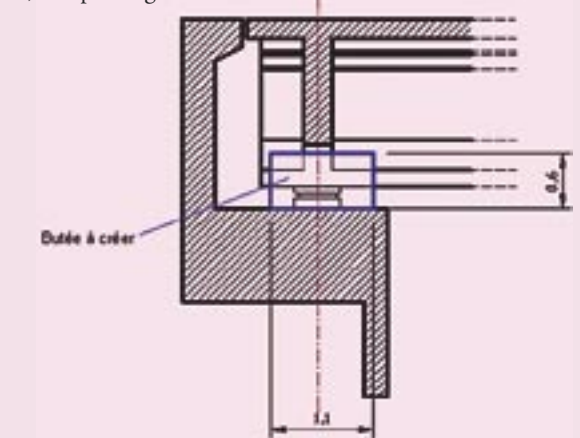


Figure 14 : butée de renfort en béton sur culées

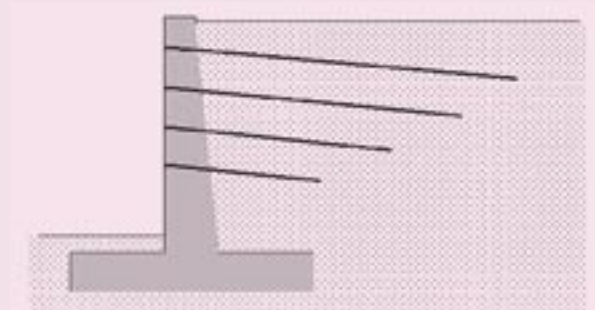


Figure 15 : clouage du mur de soutènement (schéma de principe)

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 C₀).

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^{er} - 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.

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

Réglementation sur les transports exceptionnels vis-à-vis des ouvrages d'art

Jean-Michel Lacombe, Eric Lozinguez

Le présent article présente les évolutions concernant les ouvrages d'art contenues dans la nouvelle réglementation sur les transports exceptionnels du 26 novembre 2003.

Il fait le point sur les documents applicables et récapitule dans un tableau synthétique, joint en page centrale du présent bulletin et détachable, en les actualisant, les différentes informations que l'on peut tirer de ces documents pour déterminer les conditions de passage des convois sur les ouvrages.

Il aborde également quelques principes de calculs pour les justifications.

La nouvelle réglementation

Le décret 54-724 du 10 juillet 1954 fut le premier document à traiter des convois exceptionnels, c'est à dire des convois ne respectant pas les articles du Code de la Route en vigueur à cette époque. Depuis, plusieurs dizaines de textes réglementaires relatifs aux transports exceptionnels ou militaires ont été publiés.

Le «guide sur les conditions de passage du porte-engins-blindés Leclerc» de février 1999 [1] (document Sétra) récapitule, parmi ces textes, ceux qui sont relatifs au calcul de la force portante des ouvrages d'art vis-à-vis de ces charges.

Comme suite à la prise en compte des transports exceptionnels par le Code de la Route fin 2000 (article R433-1 qui définit les catégories de véhicules réglementés par le transport exceptionnel), et conformément à l'article R433-5, un «arrêté interministériel relatif aux transports exceptionnels de marchandises, d'engins ou de véhicules» [2] daté du 26 novembre 2003 a été signé (JO du 21 mars 2004).

Ce document remplace en un document unique la majorité des textes réglementaires en ce domaine parus depuis 1975.

Comme précédemment, diverses limites sont imposées aux convois en fonction de 3 aspects :

- la sécurité des usagers et la gêne à la circulation (limites sur l'encombrement des convois),
- la résistance des chaussées (limites sur les charges par essieux),
- la résistance des ouvrages d'art (limites sur les charges maximales totales, limites sur les charges par essieux, et limites sur la répartition longitudinale des charges).

Les poutres principales d'un pont sont sensibles à la charge totale du convoi. Cependant, à charge identique, un convoi long, avec un grand nombre d'essieux, est moins agressif qu'un convoi court. C'est la raison des règles qui limitent la charge par mètre linéaire sous un ensemble d'essieux (par exemple, 6,5 t/ml entre 3 essieux consécutifs) et entre essieux extrêmes (par exemple, 5 t/ml voire 5,5 t/ml ou 6,0 t/ml) pour les convois des 1^{ère} et 2^{ème} catégories.

Les éléments secondaires d'un pont (pièces de pont, entretoises, dalles de couverture...) sont sensibles à la charge des essieux voire d'un groupe d'essieux. Certaines des limites de charges par essieu, ligne ou groupe d'essieux pour les convois des 1^{ère} et 2^{ème} catégories ont été imposées par la résistance de ces pièces secondaires principalement les entretoises ou les pièces de pont.

Il est à noter que dans le nouvel arrêté les charges limites imposées par les ouvrages d'art sont grisées et peuvent ainsi être distinguées de celles imposées par les chaussées.

Sans entrer dans le détail de ce nouveau texte on peut noter les deux nouveautés suivantes.

Les limites en masse totale des 1^{ère} et 2^{ème} catégories sont réévaluées, et passent respectivement de 45 et 70 tonnes à 48 et 72 tonnes

Les autres conditions sur les charges et leurs répartitions restent inchangées par rapport à la réglementation précédente.

Pour appartenir à une catégorie, un convoi doit vérifier un ensemble de conditions relatives à sa géométrie, à la masse totale, à la charge par essieu, et à la répartition longitudinale des charges. Il convient de rappeler que si une au moins de ces conditions n'est pas vérifiée le convoi est classé dans une catégorie supérieure.

Ainsi, et contrairement à ce que l'on entend parfois dire, il ne suffit donc pas qu'un convoi vérifie la condition de masse totale d'une catégorie pour appartenir à celle-ci. Par exemple, les grues automotrices à 5 essieux de 12 tonnes, de masse totale 60 tonnes, bien que vérifiant la condition de masse totale de la 2^{ème} catégorie sont loin de pouvoir être classées dans celle-ci. En effet, la répartition longitudinale des charges entre essieux extrêmes, de l'ordre de 7,5 t/ml est largement supérieure à la limite de 5,5 t/ml de cette catégorie.

Le cas particulier de la grue automotrice à 4 essieux de 12 tonnes est abordé

Cette grue doit vérifier les conditions suivantes :

- 9 t/ml entre essieux extrêmes,
- 10 t/ml sur trois essieux consécutifs ne faisant pas partie d'un même groupe.

Les conditions de passage des convois

Les documents applicables

Les principaux documents réglementaires à considérer pour étudier les conditions de passages des convois sur les ouvrages sont les suivants :

- le Code de la Route [3]
- l'arrêté interministériel du 26 novembre 2003 [2]
- le titre II fascicule 61 du CPC [4]
- la lettre-circulaire R/EG.3 du 20 juillet 1983 [5]

A ces documents, il convient d'ajouter le document [1] qui contient un historique et une analyse succincte des anciens règlements de charge et de calcul, et expose une méthodologie de calcul.



Les différentes conditions de passage

Plusieurs conditions de passage sont envisageables pour les convois sur un ouvrage. Ils peuvent circuler :

- mêlés à la circulation ou seuls,
- centrés ou non sur l'ouvrage,
- à vitesse normale ou réduite.

Ces conditions de passage dépendent de la capacité portante de l'ouvrage.

Les convois des 1^{ère} et 2^{ème} catégories

Le commentaire *** de l'article 5.22 du titre II fascicule 61 de 1971 (actuel règlement de charges) indique que les coefficients bc de ce règlement ont été calibrés de façon à ce qu'un convoi de la 1^{ère} ou de la 2^{ème} catégorie puisse circuler mêlé à la circulation courante sur un pont de 1^{ère} ou 2^{ème} classe, moyennant les deux restrictions suivantes :

- pas de croisement de 2 véhicules de 70 tonnes sur un ouvrage à 2 voies
- pas de croisement de camion de 26 tonnes sur les ouvrages de 2^{ème} classe par un véhicule de 70 tonnes.

La circulaire de 1983 reprend cette conclusion (§ 4.2) en remplaçant la condition sur les 1^{ère} et 2^{ème} classes par la prise en compte du système Bt.

Elle la complète en indiquant (§ 4.1) que les ouvrages conçus avec le règlement de charge précédent, celui de 1960, sont aptes à supporter les convois de 1^{ère} catégorie mêlés à la circulation courante.

Une étude effectuée par le Séttra dans le cadre de la mise au point de la réglementation du 26 novembre 2003, a permis d'établir que ces conclusions étaient encore valables pour les nouvelles limites en masse totale des catégories. En effet, la réévaluation de ces masses



Transport d'un gabarit
de l'Airbus A380

totales ne correspond pas à une augmentation notable de l'agressivité des convois précédents car les règles de répartition longitudinale des charges, de charge à l'essieu ou par groupe d'essieux restent inchangées, ce qui ne conduit qu'à une faible augmentation des sollicitations.

En ce qui concerne la grue automotrice de 48 tonnes à 4 essieux de 12 tonnes, celle-ci s'avère particulièrement agressive pour les ouvrages du fait de sa grande compacité (9 t/ml entre essieux extrêmes). Des conditions spécifiques de circulation sont exposées dans le tableau de synthèse joint à cet article.

Les convois de 3^{ème} catégorie

La circulaire de 1983 donne des indications sur les conditions de passage de convois-types de 3^{ème} catégorie. Ces convois sont :

- le convoi C1 (94 tonnes sur 15,30 m)
- le convoi C2 (120 tonnes sur 13,80 m)
- le convoi D2F1 (245 tonnes sur 22,00 m)
- le convoi D3F1 (250 tonnes sur 17,50 m)
- le convoi D3F2 (250 tonnes sur 37,00 m)
- le convoi E2F1 (350 tonnes sur 31,50 m)
- le convoi E3F1 (400 tonnes sur 26,50 m)
- le convoi E3F2 (376 tonnes sur 37,00 m)

Pour les convois de type C, la circulaire indique des conditions de passage, suivant le règlement de charge utilisé et les charges militaires prises en compte lors de la conception.

Synthèse

Vis-à-vis de l'aspect ouvrage d'art uniquement, le tableau de synthèse joint en page centrale de ce document récapitule, en les actualisant et en les complétant, les indications du titre II fascicule 61 et

de la circulaire de 1983 relatives aux conditions de circulation des convois des 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} catégories, ainsi que les conclusions de l'étude du Sétra sur les conditions de passage de la grue automotrice de 48 tonnes à 4 essieux de 12 tonnes.

Remarque 1 : ces conditions se voulant générales et couvrant des typologies d'ouvrages très variées ont été établies pour des structures considérées comme les plus sensibles vis-à-vis de l'aspect étudié. Il s'agit donc de conditions suffisantes, mais pas forcément nécessaires. Elles sont donc sévères pour certains ouvrages.

Remarque 2 : ces conclusions ne sont valables que pour des ouvrages de conception classique et ne sauraient être extrapolées à des structures dont le fonctionnement sort de l'ordinaire du fait de contraintes particulièrement délicates ou d'une volonté architecturale forte. Pour ces ouvrages, une vérification particulière s'impose.

Remarque 3 : parmi tous les paramètres apparaissant dans le tableau de synthèse ci-joint, nous attirons l'attention des gestionnaires sur l'importance de l'état de l'ouvrage.

Remarque 4 : nous attirons également l'attention sur le point suivant : ce n'est pas parce qu'un ouvrage a supporté une fois un convoi de X tonnes que l'on peut considérer qu'il peut supporter sans dommage un autre convoi de X tonnes. A poids égal, deux convois de configurations différentes peuvent avoir des agressivités très différentes. De même, le premier convoi peut avoir endommagé l'ouvrage, sans que cela ait été noté. Enfin, s'il s'agit d'un ouvrage métallique et de passages répétés, la question de la fatigue peut se poser.

Les recalculs

Le fait que l'on ne puisse pas affirmer sur la base du tableau de synthèse qu'un ouvrage n'est pas apte à supporter le passage d'un convoi selon une condition de passage particulière, ne veut donc pas dire que l'ouvrage ne peut le supporter. Un calcul justificatif particulier peut alors être effectué pour préciser les conditions de passage acceptables.

Deux types de calculs sont envisageables :

- **un calcul simplifié** se bornant à comparer l'effet d'un convoi (type ou particulier) pour des conditions de circulation données, à l'effet des charges routières retenues à l'époque de la conception.

Cette méthode doit être utilisée avec précaution, car il convient de bien prendre en compte dans la comparaison tous les coefficients de pondération,

majoration et de combinaison, ainsi que toutes les dérogations ou insuffisances de calculs dont a fait l'objet l'ouvrage lors de sa conception. Le document [1] détaille ces aspects. Par exemple, si l'ouvrage a été conçu sans prise en compte du gradient thermique, il faut faire intervenir celui-ci dans la comparaison.

Pour être applicable, cette méthode rapide impose cependant en préalable, les réserves suivantes:

- les ponts considérés doivent être en bon état structurel (classification 1, 2 ou 2E selon IQOA).
- ils doivent avoir été calculés à l'origine avec les règles de charge de 1960 (voire 1958) ou de 1971.

• **un calcul complet**, beaucoup plus lourd que cette méthode rapide, s'avère en général nécessaire pour des ouvrages plus anciens, ou si le calcul simplifié n'a pas permis de conclure. Cette étude fine, qui peut aller jusqu'au calcul des niveaux de contraintes dans toutes les parties de l'ouvrage, permet de définir si le convoi peut emprunter l'ouvrage et, si oui, dans quelles conditions.

Pour un ouvrage antérieur à 1960, les charges civiles étaient très sensiblement inférieures aux charges civiles actuelles. De ce fait, la simple comparaison des effets des charges civiles d'origine et de l'effet du convoi exceptionnel ne peut en général suffire à conclure sur le passage de celui-ci. Il convient alors d'effectuer un recalcul complet en augmentant si possible les contraintes admissibles des matériaux. Par exemple, pour un ouvrage en béton armé calculé selon le règlement de béton armé de 1934, on peut retenir à l'ELS pour des aciers doux un taux de travail sensiblement supérieur aux 13 kg/mm² de l'époque.

On peut également rechercher des réserves de résistance en faisant des calculs de structure plus fins que ceux d'époque. Par exemple, des calculs aux éléments finis permettent une meilleure prise en compte de la répartition des efforts que des calculs manuels simplifiés.

Il peut également s'avérer intéressant par exemple d'effectuer des justifications aux ELU selon la méthode des lignes de ruptures.

Remarque 1: la circulaire de 1983 [5] donne de nombreuses indications sur les hypothèses de ces recalculs (coefficients de sécurité minorés, etc.).

Remarque 2 : Si l'on considère que pour un ouvrage de 1^{ère} classe, les charges civiles non exceptionnelles du règlement de charge de 1971 sont équivalentes aux convois de 2^{ème} catégorie mêlés à la circulation courante, alors pour vérifier l'aptitude d'un ouvrage à supporter le passage des convois de 2^{ème} catégorie, il est suffisant de vérifier l'ouvrage avec les charges civiles non exceptionnelles du règlement de charge de 1971.

De même pour vérifier l'aptitude à supporter le passage des convois de 1^{ère} catégorie mêlés à la circulation courante, il est suffisant de vérifier l'ouvrage avec les

charges civiles non exceptionnelles du règlement de charge de 1960.

Remarque 3 : pour l'étude des conditions de passage d'un convoi particulier mêlé à la circulation, deux approches sont possibles :

- soit considérer le convoi entouré par des camions Bc de 30 tonnes non pondérés, dans l'esprit de la méthode utilisée pour la justification des valeurs de la réglementation,
- soit considérer la circulation d'accompagnement de l'Eurocode, dans l'esprit de ce qui a été réalisé pour l'étude des conditions de passage du porte-engins-blindés Leclerc.

En effet, l'annexe A de la partie 2 de l'Eurocode 1 définit comme circulation concomitante le modèle de charge 1 avec les valeurs fréquentes.

Remarque 4 : pour effectuer un calcul complet il est indispensable d'avoir un dossier d'ouvrage complet. La méthode simplifiée est donc en général la seule possible en l'absence de plans de ferrailage ou de câblage.

Conclusions

La réglementation sur les transports exceptionnels est en constante évolution.

Le nouvel arrêté de novembre 2003 améliore la gestion des dossiers, mais en ce qui concerne les ouvrages d'art, apporte peu de changement puisque la force portante des ponts n'a pas évolué depuis la parution des règles de charges de 1971.

En ce qui concerne l'aspect calcul, un toilettage de la circulaire de 1983 permettrait de prendre en compte cette évolution et l'arrivée prochaine des Eurocodes ■

Bibliographie

- [1] guide sur les conditions de passage du «porte-engins-blindés Leclerc» de février 1999 (document Sétra)
- [2] arrêté interministériel du 26 novembre 2003 relatif aux transports exceptionnels de marchandises, d'engins ou de véhicules
- [3] le Code de la Route
- [4] titre II fascicule 61 du Crc
- [5] lettre-circulaire R/EG.3 du 20 juillet 1983

Crédit photo : Patrick Candean (CETE du Sud-Ouest).

Étude de la résistance des hourdis de pont sous l'effet d'un choc de poids lourd sur une barrière BN4

Eric Chasco, Jean-Michel Lacombe, Daniel Le Faucheur

Introduction

Il ne suffit pas de mettre une barrière conforme au produit homologué sur un pont pour être assuré d'avoir le niveau de performance adéquat, il faut aussi que l'ancrage de la dite barrière soit tel que l'on retrouve les conditions de fonctionnement lors de l'essai performanciel de type.

C'est là une particularité des barrières sur les ponts pour lesquels on a défini une démarche suivant laquelle le produit fonctionne à l'ELU mais la zone d'ancrage doit être dimensionnée à l'ELS. Voir à ce sujet l'article paru dans le N° 16 (11-1993) du présent Bulletin et l'article 5.4.3 du guide GC, fascicule «Barrières pour la retenue des PL. Barrières de niveau H». On notera qu'il y a, actuellement, une lacune dans la norme NF EN 1317-2 sur la définition de la zone d'ancrage lors des essais de type en vue du marquage CE pour les produits destinés à un emploi sur pont.

C'est pour répondre à cette préoccupation que les premiers concepteurs de ces barrières, notamment de la BN4, se sont attachés, dès le début des années 1970, à définir le ferraillage minimal pour répondre au critère ci-dessus. A cet effet, ils ont réalisé des essais sur des conceptions types de hourdis comportant une instrumentation afin de cerner au mieux les valeurs des efforts à prendre en compte. Cette approche a d'ailleurs été une constante lors des recherches ultérieures sur les barrières pour pont.

Ce ferraillage type est présenté dans le guide GC déjà cité avec la philosophie suivante :

- la zone de la pièce d'ancrage avec les répartiteurs d'ancrage et les cadres en attente qui assurent la liaison entre la pièce d'ancrage et la structure sont le résultat des essais et ne sont pas modifiables. Elle doit être reprise tel que sans adaptation.

- pour ce qui concerne le ferraillage du hourdis ou de la dalle, soit on reprend le modèle présenté sans adaptation, soit on met au point un ferraillage qu'il convient alors de justifier conformément aux indications définies dans le guide Gc.

Ces dernières années, suite au souhait d'améliorer le niveau de sécurité sur des ouvrages initialement non prévus pour cela, certains ont remis en cause les valeurs des efforts définies dans le guide GC suite aux essais cités précédemment. C'est pour répondre à cette polémique que le CTOA a engagé une étude aux éléments finis afin de mieux préciser les conditions d'implantation de la barrière BN4 et de comparer le résultat avec les constatations lors des essais de type. Le présent article, qui résume une étude plus approfondie disponible sur demande, a permis de confirmer le bien fondé des orientations données dans le guide GC, notamment l'importance du rôle joué par la longrine. Mais il a aussi mis le doigt sur un certain nombre de points qui sont souvent oubliés par les projeteurs : choc aux abouts et à proximité des passages d'eau.

Cet article devrait constituer une référence majeure pour tous les projeteurs ayant à étudier l'implantation de BN4 (et BN4-16 ou similaire) sur des ouvrages neufs et, surtout, existants.

Michel Fragnet

Cet article présente les études qui ont été menées pour justifier le ferrailage d'un hourdis de pont équipé d'une barrière BN4. L'étude aborde le cas des ouvrages neufs et des adaptations d'ouvrages existants. Il donne des conseils de modélisation et propose des règles de dimensionnement qui complètent le document sur les barrières de type H de la collection du guide Gc.

Contexte

Le guide technique Gc, fascicule "barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds - barrières de niveau H2 ou H3" - [1] du Sétra publié en septembre 1999 propose des hypothèses simples pour modéliser le choc d'un camion afin de dimensionner le ferrailage nécessaire à l'implantation d'une barrière BN4 sur ouvrage. Ce document distingue en particulier le cas des ouvrages à construire (ouvrages neufs) et celui des ouvrages existants où les supports de BN4 sont liés à la longrine à l'aide d'ancrages de type P.

Ci-dessous le ferrailage type proposé par le guide Gc pour des ouvrages neufs (fig. 1), et le principe de l'ancrage P (fig. 2).

Les aciers sont dimensionnés à l'ELS en retenant $2/3$ de f_e comme limite de résistance.

Par ailleurs, les efforts à retenir pour modéliser le choc sont, selon ce document :

	Ouvrage neuf	Ancrage P
N	0.3 MN	0.15 MN
M	0.2 MN.m	0.1 MN.m

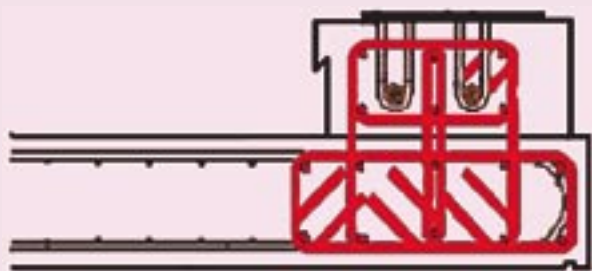


Figure 1 : ferrailage type du guide Gc



Photo 1 : essais de choc sur BN4

L'objet de l'étude

Nous rappelons que pour les ouvrages neufs, la partie du ferrailage type correspondant à l'ancrage des efforts dans le hourdis, aciers représentés en rouge dans le dessin (fig. 1), ne peut être modifiée et doit être appliquée telle quelle. Ce ferrailage a été mis au point à partir d'essais "grandeur nature" (photo 1). La présente étude ne concerne que le ferrailage du hourdis proprement dit.

Si les intensités de choc à retenir sont clairement établies dans le document [1], l'expérience montre que les projeteurs restent confrontés à des interrogations quant à la détermination concrète du ferrailage du hourdis.

Par exemple :

- sur quelle longueur répartir l'effort modélisant le choc, notamment au niveau du bord de la longrine ? En l'absence d'un calcul lourd aux éléments finis, les méthodes simplifiées couramment utilisées semblent très conservatrices. Ce point n'est pas très problématique pour les ouvrages à construire pour lesquels le surcoût de cette simplification doit rester



Figure 2 : ancrage de type P



marginal. Au contraire pour des ouvrages existants, compte tenu du coût d'un renforcement et de la gêne aux usagers qu'il occasionne, il serait dommage que des ouvrages soient renforcés pour mettre en œuvre une barrière BN4 si ce renforcement n'est pas nécessaire.

- le ferrailage type proposé dans [1] pour des épaisseurs de hourdis de l'ordre de 24 cm est-il encore adapté au cas des épaisseurs plus importantes ?
- quelle est l'influence des passages d'eau qui interrompent régulièrement la longrine sur le dimensionnement du ferrailage ?
- sur combien de poteaux doit-on appliquer simultanément le choc défini en [1] ?
- comment adapter le ferrailage type testé avec des aciers Fe 400 au cas des aciers Fe 500 ?
- comment prendre en compte les Eurocodes ?

Pour répondre à ces questions, une étude paramétrée permettant d'analyser le fonctionnement d'un encorbellement soumis aux chocs sur BN 4 a été réalisée aux éléments finis et selon un modèle "en grille de poutres". L'analyse des résultats obtenus grâce à ces modèles permet en outre d'évaluer la pertinence des intensités de choc proposées par le document [1] dans le cas des ouvrages à construire et des ouvrages existants.

Calculs aux éléments finis

Le modèle

Le modèle aux éléments finis doit permettre d'étudier le comportement d'une dalle en encorbellement soumise à un choc sur BN4. Les dimensions du modèle de référence que nous avons choisi sont une dalle de 20 cm d'épaisseur sur laquelle repose une longrine de 15 cm d'épaisseur. La largeur d'encorbellement vaut 2.2 m et enfin, la longueur du modèle est de 10 m. Cependant, des conditions de symétrie sont introduites dans le modèle de sorte que les résultats sont obtenus pour une longueur réelle de dalle de 20 m. Pour pouvoir couvrir l'ensemble des dimensions, nous avons également procédé à une étude paramétrique sur les épaisseurs de dalle et de longrine.

Le maillage correspondant à ce modèle devait à la fois être constitué de mailles régulières pour pouvoir exploiter de manière relativement simple les contraintes associées aux mailles, et suffisamment dense pour que les résultats soient précis. Après divers tests, le maillage pour lequel nous avons finalement opté est constitué de mailles de type H8 sur Systus c'est-à-dire des mailles régulières et parallélogramiques à huit (8) nœuds, l'épaisseur de dalle a été divisée par neuf (9) et l'épaisseur de longrine par sept (7) comme l'indique le schéma figure 3.

Répartition des efforts le long de la dalle (axe des X)

Pour pouvoir dimensionner les aciers, si l'on suppose que les efforts de choc introduits au niveau des ancrages sont connus, il est primordial de savoir comment se diffusent ces efforts afin de pouvoir ajuster les quantités d'aciers aux efforts réellement repris par la dalle. Nous nous proposons donc de mettre en évidence les répartitions transversale et longitudinale des efforts, ainsi que le rôle de la longrine.



Figure 3 : vue transversale du maillage (axe Y)

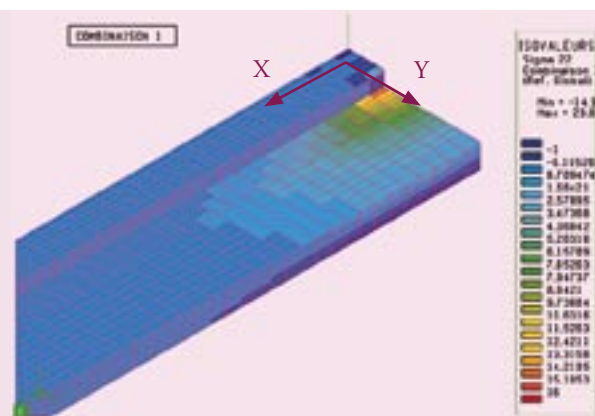


Figure 4 : exemple de courbe isovaleurs σ_{yy}

Répartition transversale

Pour mettre en évidence la répartition transversale des efforts, nous avons calculé l'effort normal (N) et le moment (M) par ml transmis en $X=0$ (lieu du choc) au niveau de quatre sections transversales.

Les efforts par ml, représentent les efforts qui transitent par une bande de un mètre de large. Compte tenu de la dispersion longitudinale inhérente à la longrine, il est intéressant de donner l'allure de la variation transversale des efforts sur cette bande de 1 m. La courbe de la figure 5 donne cette variation dans le cas d'un hourdis de 20 cm avec une longrine de 15 cm d'épaisseur.

On constate que N et M se répartissent de la même manière, à savoir une chute rapide des efforts sur les premiers centimètres de dalle après la longrine, puis une baisse de moins en moins rapide. Les courbes ont été prolongées (en pointillés) vers le bord de la dalle en considérant un comportement parabolique : l'équation de la parabole étant déduite elle-même à partir des trois valeurs des efforts aux environs de la longrine. Cette petite astuce qui est guidée par l'allure des courbes initiales, met en évidence une pointe de moment fléchissant à reprendre au niveau de la longrine, ce qui justifie pleinement l'emploi, dans le ferrailage type, d'un renfort constitué de cadres HA12 (8 par ml). En revanche, ce cadre supporterait d'après l'allure de la courbe, d'être un peu plus grand. Le pic de moment étant repris par ce renfort, les efforts dimensionnants pour le ferrailage, sont bien ceux calculés sur notre

modèle et situés 4 cm après la longrine (valeur du premier point de la courbe).

Répartition longitudinale

Choc sur un poteau

Longitudinalement, les efforts ont été calculés sur quatre sections différentes et de plus en plus éloignées du lieu de choc. Pour le cas étudié avec une épaisseur de dalle de 20 cm, les efforts se répartissent de la manière suivante :

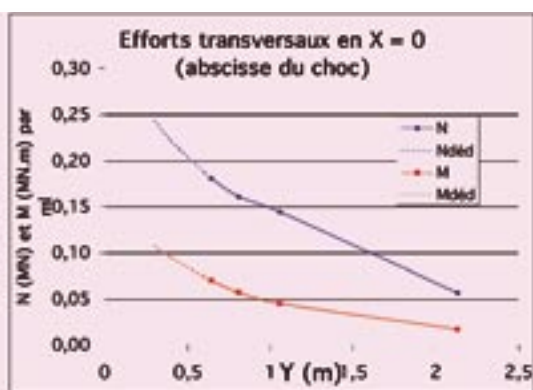


Figure 5 : variation transversale des efforts

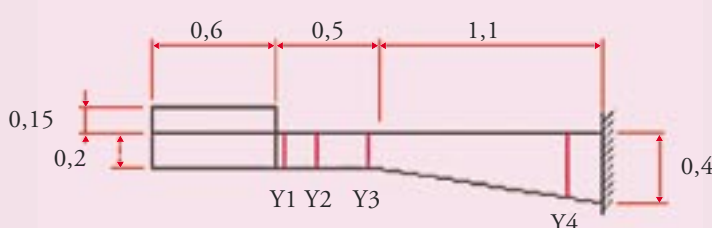


Figure 6 : coupe transversale du modèle de référence

Conditions de passage des convois exceptionnels



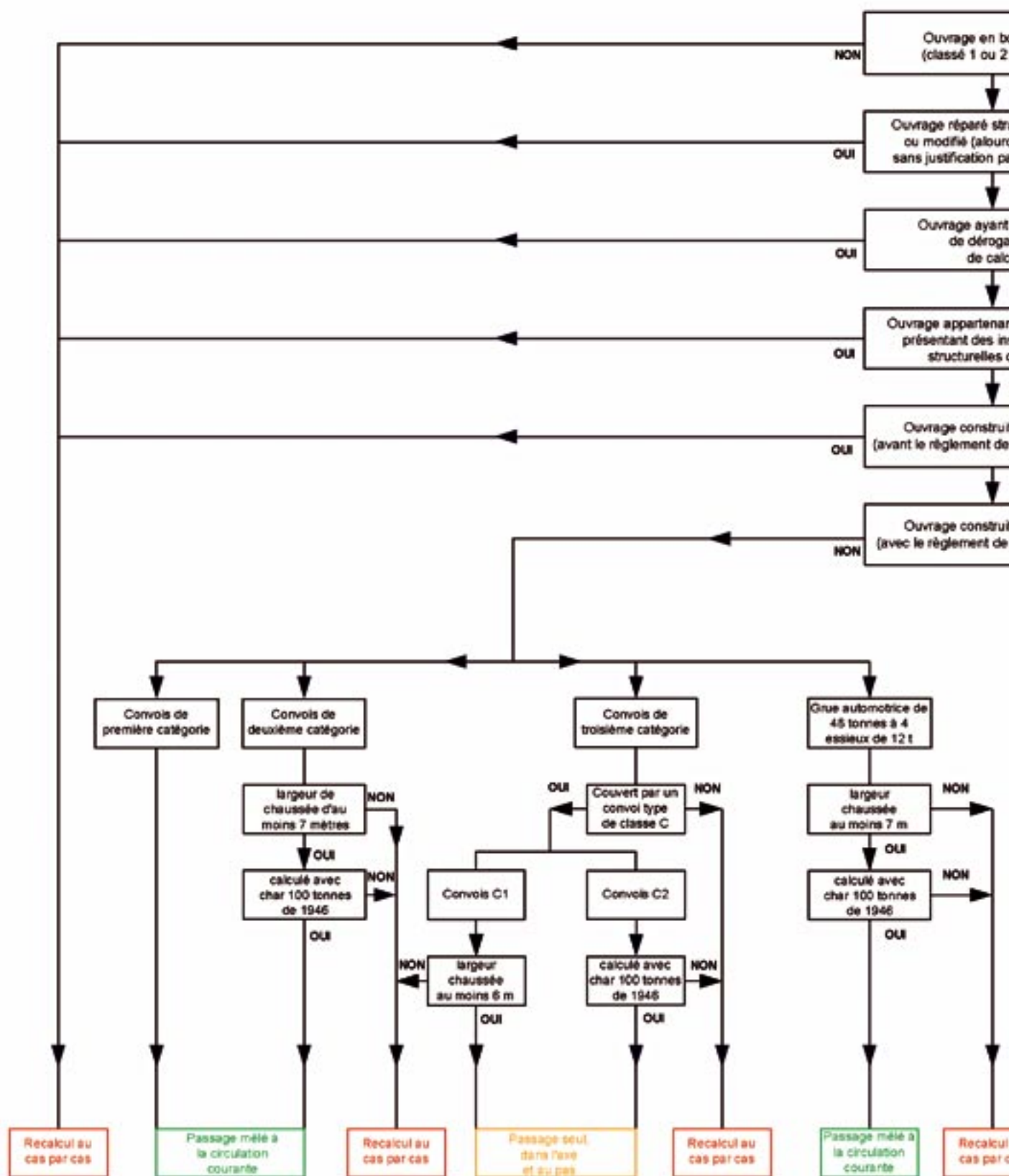
Liberté • Égalité • Fraternité

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



ministère
de l'Équipement
des Transports
de l'Aménagement
du territoire
du Tourisme et
de la Mer

CONDITIONS DE PASSAGE DE

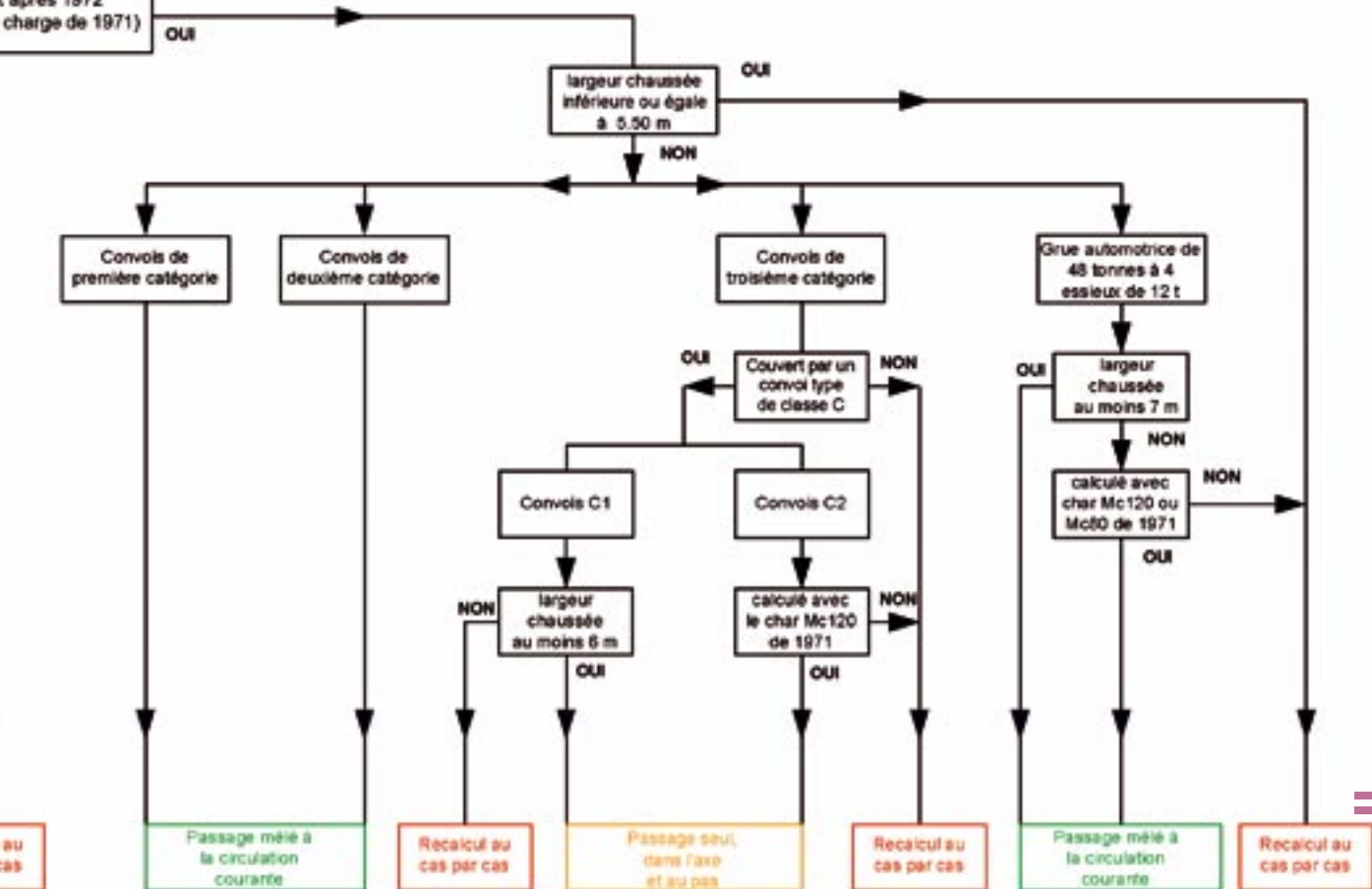


Nota : cet organigramme est disponible sous forme de logiciel sur l

S CONVOIS EXCEPTIONNELS

- ☐ on état (IQA)
- ☐ OUI
- ☐ structurellement (si ou élargi) par des calculs
- ☐ NON
- ☐ fait l'objet d'actions
- ☐ NON
- ☐ appartient à une famille de charges connues
- ☐ NON
- ☐ avant 1961 (charge de 1960)
- ☐ NON
- ☐ après 1972 (charge de 1971)

Attention : pour apprécier si un convoi est couvert par un convoi type, il ne suffit pas de comparer les masses totales ; les répartitions longitudinales des charges doivent également être prises en compte. Si l'on compare deux convois, le plus léger peut être le plus agressif pour les ponts s'il est le plus compact.



la partie du site Piles du SETRA consacrée aux convois exceptionnels.

46 avenue
Aristide Briand
BP 100
92225 Bagneux Cedex
France
téléphone :
33 (0)1 46 11 31 31
télécopie :
33 (0)1 46 11 31 69
internet : [www.setra.
equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr)



Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement



On constate bien, au travers de ces graphiques, (fig. 7a à 7d) que plus on s'éloigne du lieu de choc, transversalement, plus N et M sont répartis le long des sections. Ainsi, sur la première section, tout l'effort normal transite par 4 m de large, alors que dans la dernière section elle se répartit sur 6 m. En ce qui concerne le moment fléchissant, c'est encore plus frappant puisque la courbe en forme de cloche que l'on peut observer sur le premier graphe s'atténue progressivement jusqu'à aboutir à une forme particulière où le moment maximal n'est pas atteint au droit de l'abscisse où sont imposés les efforts, mais environ deux mètres à côté. Ce phénomène dû à l'effet dalle a également été mis en évidence par le modèle de grille de poutres.

Si l'on examine de plus près la première section, qui est celle qui nous intéresse le plus vis-à-vis du ferrailage, on se rend compte que l'effort normal est beaucoup moins réparti longitudinalement que le moment. En effet, l'effort normal est entièrement repris par 2 m de part et d'autre de l'ancrage tandis que le moment ne devient vraiment insignifiant qu'à partir de 7 à 8 m de chaque côté de l'ancrage. La longrine répartit donc le couple appliqué sur une longueur plus importante, principalement du fait de sa rigidité de torsion.

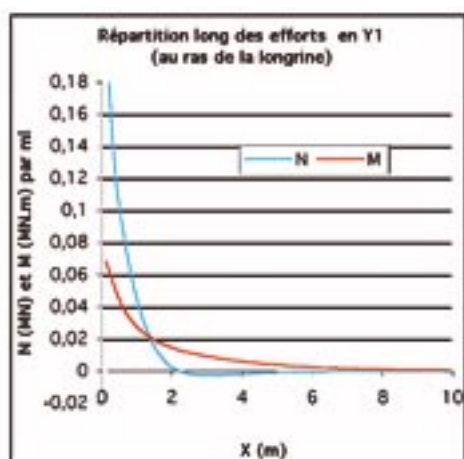


Figure 7a : répartition longitudinale des effort en Y1

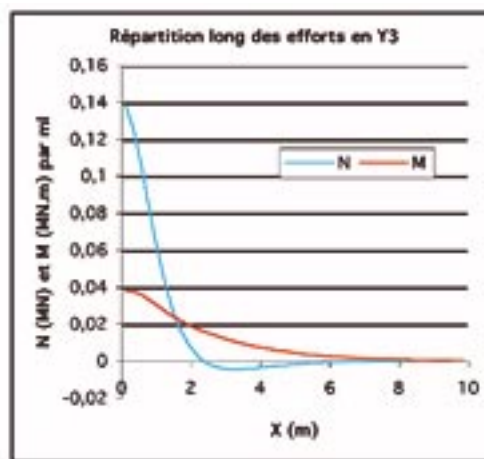


Figure 7c : répartition longitudinale des efforts Y3

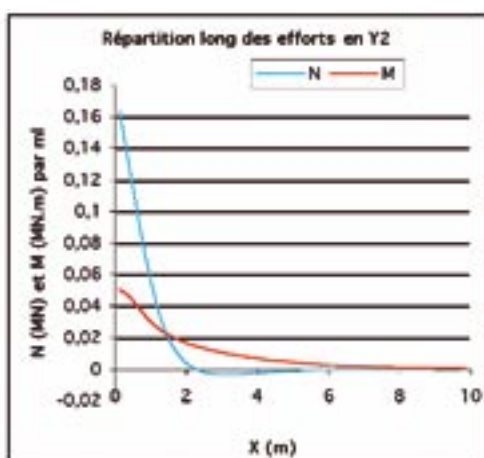


Figure 7b : répartition longitudinale des effort en Y2

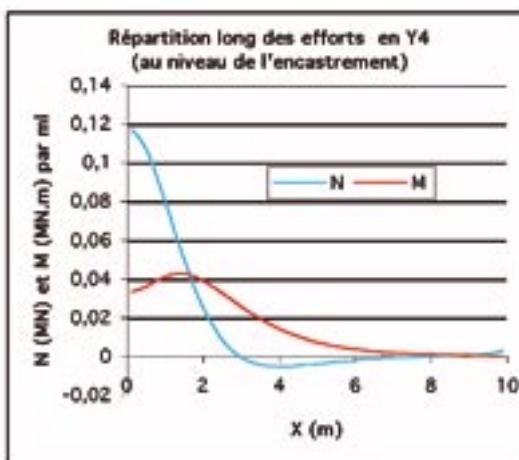


Figure 7d : répartition longitudinale des efforts Y4

Chocs sur deux poteaux

Il paraît évident que lors d'un choc, ce n'est pas un seul ancrage qui est sollicité, mais au moins deux ou trois. Cependant, il est difficile de savoir si réellement, plusieurs poteaux peuvent être sollicités à la limite de la résistance des ancrages simultanément. Par exemple, dans le cas du hourdis de 20 cm d'épaisseur et de la longrine de 15 cm, si l'on applique les efforts du [1] sur chacun des deux poteaux consécutifs, la variation des efforts longitudinaux sur la section située au ras de la longrine est représentée figure 8.

L'allure des courbes met en évidence ce qui était pressenti, notamment pour le moment fléchissant. En effet, le moment varie très peu d'un ancrage à l'autre, cela signifie donc que le moment a beaucoup moins augmenté au niveau de l'ancrage, qu'au milieu des deux ancrages. Il en résulte que proche de l'ancrage, les efforts dépendent peu du choc sur le poteau adjacent et si l'on majore un peu les efforts de rupture des vis fusibles, on se place rapidement du côté de la sécurité. Pour la zone intermédiaire en revanche, considérer un seul choc revient à négliger beaucoup d'efforts provenant du poteau adjacent : les efforts obtenus avec cette modélisation risquent donc d'être trop faibles.

Numériquement, par rapport à la situation d'un choc sur un seul poteau, on observe une augmentation de l'effort normal de 100 % entre les deux poteaux alors qu'il n'y a pas d'augmentation à l'ancrage. Le moment à reprendre augmente, lui, de 19.5 % à l'ancrage et double au milieu. Ces progressions extrêmement fortes ne sont pas conformes à ce qui se passe réellement puisque, comme on l'a déjà expliqué, jamais un choc ne va amener deux poteaux adjacents à la rupture, de

manière simultanée. Cependant, quitte à prendre des efforts moins importants au niveau de la platine, il est certainement utile de considérer deux chocs simultanés pour mieux dimensionner les aciers au milieu de deux ancrages.

Influence de la longrine

La longrine de BN4 a un rôle très important car son inertie de torsion permet de répartir les efforts ponctuels du choc sur un poteau de BN4, sur une section de béton de longueur qui peut être importante comme le montre la partie précédente. Mais, bien évidemment, la répartition des efforts est fonction des dimensions relatives de la longrine par rapport à celles de la dalle. Nous nous proposons donc ici, de mettre en évidence l'influence de la longrine sur la diffusion des efforts. Ainsi, l'étude du hourdis de 20 cm, sans longrine donne les résultats indiqués sur les figures 9a, 9b et 10a, 10b.

Longitudinalement, l'effort normal reste entièrement concentré au niveau du choc puisque l'ensemble de N est repris par à peine plus d'un mètre de largeur de part et d'autre du poteau. En ce qui concerne le moment fléchissant, on observe le même phénomène puisque 40 % de M transite par le mètre central contre 21 % seulement avec la longrine ! Et 90 % du moment transite sur une bande de 2 x 3,5 m. de large. Sur le mètre central, l'augmentation des efforts à reprendre est de 39 % pour N et 50 % pour M. La longrine sera donc un élément indispensable à la pose d'une BN4, surtout sur les ouvrages existants, car sans elle les efforts à reprendre deviennent trop importants.

Afin d'avoir une idée plus précise de l'épaisseur de longrine nécessaire à la pose d'une BN4, nous avons réalisé, pour plusieurs épaisseurs de hourdis ($0,20 < e < 0,6$ m), une étude paramétrique sur l'épaisseur de la longrine en retenant les épaisseurs de 0, 15, 20 et 25 cm.

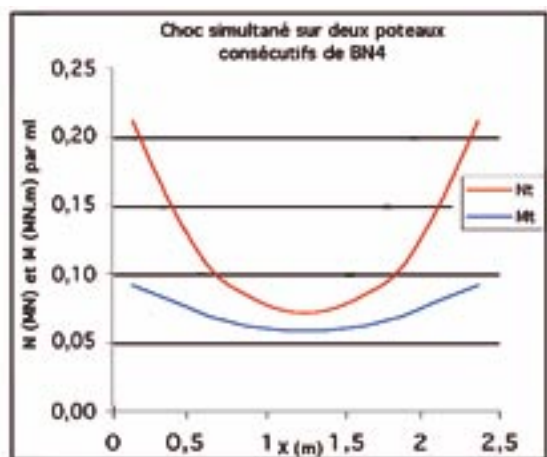


Figure 8 : variation des efforts longitudinaux en Y1

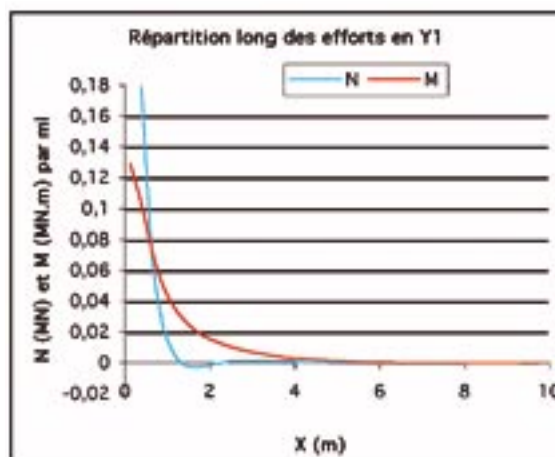
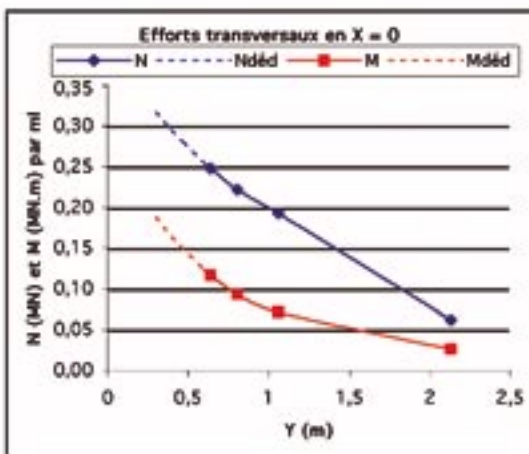
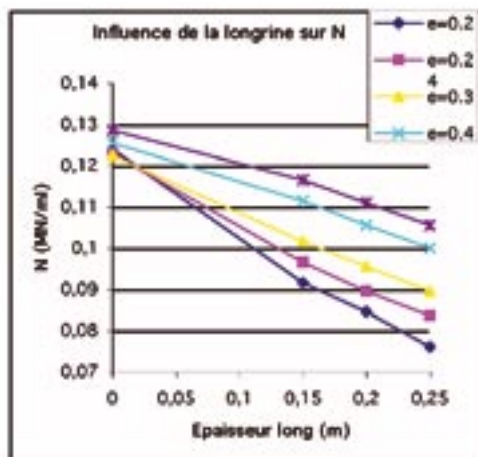
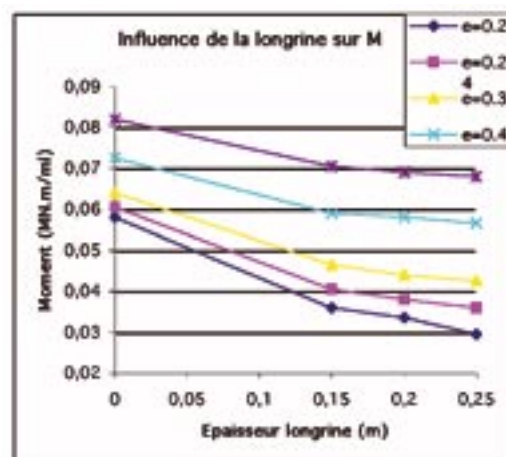


Figure 9a : répartition longitudinale des efforts en Y1

Il est manifeste ici, que plus la longrine est épaisse, plus la diffusion des efforts est importante et ceux-ci sont donc moins concentrés sur la bande centrale de 1 m autour de l'ancrage. De la même manière, plus le hourdis est épais, moins le rôle de la longrine se fait sentir puisque son épaisseur relative diminue. On peut pour cela citer quelques chiffres : pour un hourdis de 20 cm, sans longrine, les efforts N et M à reprendre par le mètre central augmentent de près de 50 % par rapport à la même situation mais avec une longrine de 25 cm. Avec un hourdis de 60 cm, cette augmentation n'est que de 17 %. La longrine est donc très importante pour les hourdis de faible épaisseur. A titre indicatif, pour un hourdis de 20 cm, une épaisseur de longrine de 20 cm au lieu de 25 cm entraîne une augmentation des efforts de 11 % et le passage de 25 à 15 se traduit par une augmentation de 18 %. Au vu de ces résultats, une épaisseur de longrine d'au moins 15 ou même 20 cm paraît indispensable pour que les efforts à reprendre ne soient pas trop importants.

Nota : les courbes représentatives de l'influence de l'épaisseur de la longrine sur l'effort normal repris par le mètre central, sont relativement linéaires, notamment pour des épaisseurs de hourdis faibles à moyennes. Mais, pour le moment fléchissant, les courbes ont deux pentes bien distinctes. En effet, si l'on considère des épaisseurs de longrine comprises entre 15 et 25 cm, la variation de M est assez linéaire, par contre, de 0 à 15 cm, la pente est beaucoup plus raide. En réalité, cette pente s'explique du fait de l'excentrement des efforts. En effet, lorsque l'épaisseur de la longrine diminue, le bras de levier entre le centre de gravité de la section et l'effort horizontal placé sur la platine diminue aussi ce qui a pour effet de diminuer le moment à reprendre, ce phénomène atténue donc l'augmentation des efforts inhérente à la perte d'inertie de torsion de la longrine. En revanche, sans longrine, nous avons pris pour hypothèse d'étude que la BN4 est ancrée sur des plots de 20 cm de hauteur. Ainsi, de la longrine de 15 cm à la situation sans longrine, il n'y a plus cette diminution du bras de levier et le moment fléchissant augmente donc d'autant plus.

Figure 9b : efforts transversaux en $X = 0$ Figure 10a : influence de la longrine sur N Figure 10b : influence de la longrine sur M

Chocs d'about et passages d'eau

Les cas des chocs d'about et des passages d'eau n'entrent pas dans les cas étudiés précédemment. Ils ont pourtant une influence sur la transmission des efforts, tant longitudinalement que transversalement. Leurs effets sont décrits ci-après :

Choc d'about

Pour étudier le choc d'about, il a fallu réaliser un modèle numérique de 20 m de long sans condition de symétrie puisque celles-ci ne sont pas applicables ici. L'exploitation des contraintes a permis de mettre en évidence, dans le cas du choc à 50 cm de l'about, une augmentation des efforts de l'ordre de 52 % pour N et de 51 % pour M au niveau du mètre central. Pour la zone intermédiaire l'effort normal diminue un peu de 0.081 à 0.073 MN/ml mais le moment fléchissant M augmente de 0.042 à 0.063 MN.m/ml, soit 50 %. Le ferrailage nécessaire pour reprendre ces efforts est donc beaucoup plus important : il semblerait que doubler la quantité d'acier mise en place pour les ancrages du reste de l'ouvrage soit très pénalisant, l'augmentation de la section d'acier nécessaire doit être de 50 % environ. Une autre solution consiste à reprendre entièrement l'effet du choc par une entretoise d'about et le hourdis participant.

Passage d'eau

La présence d'avaloirs de 25 cm de large, traversant régulièrement la longrine (photo 2) induit également une augmentation des efforts, mais celle-ci est relativement faible. En effet, l'effort normal passe de 0.165 à 0.164 MN/ml au niveau de l'ancrage tandis que le moment augmente de 0.07 à 0.074 MN.m/ml. Cette augmentation de M de moins de 5 % reste faible d'autant plus que l'effort normal à reprendre, semble lui, rester constant. Au vu de notre étude il semblerait donc que le passage d'eau a un effet très local qui gêne ponctuellement la transmission des efforts, en revanche son influence sur les efforts à reprendre par la dalle reste mineure. Son impact peut donc être négligé dans le cas de passages d'eau de dimension classique, de l'ordre de 30 cm.

4. Calculs en grille de poutres

Le calcul aux éléments finis est certainement ce qui modélise le mieux le fonctionnement de la dalle en encorbellement soumise à un choc. Cependant, la mise au point du modèle et l'exploitation des résultats prend beaucoup de temps. C'est pourquoi un modèle en grille de poutres a également été réalisé. Si celui-ci reste moins précis, il est en revanche beaucoup plus facile d'utilisation et permet d'obtenir des résultats corrects, au moins pour le moment fléchissant. C'est donc une alternative à la méthode aux éléments finis qui s'avère intéressante.

Barres transversales

Longitudinalement, 40 éléments de 0,60 m ont été modélisés, soit une longueur totale de 24,00 m.

La figure 11 représente la coupe transversale de l'encorbellement considéré.

Le modèle comprend donc 41 sections de ce type. Pour la section n°x ($0 \leq x \leq 40$) les nœuds sont numérotés 100+x, 200+x, 300+x, 400+x et 500+x, ($0 \leq x \leq 40$).



Photo 2 : passage d'eau dans la longrine

Les nœuds sont situés à mi-épaisseur du hourdis. Celui-ci est encastré au niveau des nœuds 100+x.

Les barres transversales commençant au droit des nœuds 100+x, 200+x, 300+x et 400+x sont nommées respectivement 100+x, 200+x, 300+x, 400+x ($0 \leq x \leq 40$).

Les caractéristiques mécaniques de ces barres sont :

n°	100 à 141	200 à 241	300 à 341	400 à 441
b (m)	0,60	0,60	0,60	0,60
h (m)	0,40 à 0,29	0,29 à 0,23	0,23	voir ci-après

Tableau 1

- . sections $S_x = S_y = bh$
- . inerties de flexion $I_y = bh^3/12$ et $I_z = hb^3/12$
- . inerties de torsion $I_x = bh^3/6$ (modélisation d'une dalle)

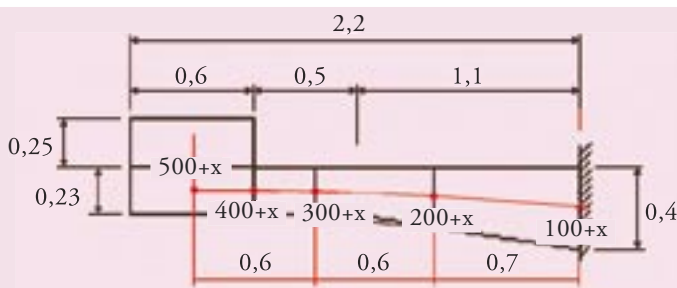


Figure 11 : coupe transversale du modèle en grille de poutres

Barres longitudinales

Les 41 sections transversales sont reliées par des barres longitudinales. Les barres commençant au droit des nœuds 200+x, 300+x et 500+x sont nommées respectivement 1200+x, 1300+x et 1500+x, ($1 \leq x \leq 40$). Elles modélisent des bandes de hourdis de 0,60 m de largeur. Une barre supplémentaire 1600+x excentrée verticalement de 0,24 m par rapport au nœud 500+x, est ajoutée pour modéliser la longrine support de la BN4. On note qu'il n'y a pas de barre longitudinale au droit des nœuds 400+x, cette file de nœuds ayant été ajoutée pour permettre un changement d'inertie des barres transversales au nu de la longrine.

Les caractéristiques mécaniques de ces barres sont :

n°	1200 à 1240	1300 à 1340	1500 à 1540	1600 à 1640
b (m)	0,60	0,60	0,60	0,60
h (m)	0,29	0,23	0,23	0,25

Tableau 2

- . sections $S_x = S_y = bh$
- . inerties de flexion $I_y = bh^3/12$ et $I_z = hb^3/12$
- . inerties de torsion pour les barres 1200+x et 1300+x
 $I_x = bh^3/6$ (modélisation d'une dalle)
- . inerties de torsion pour les barres 1500+x et 1600+x
voir ci-après

Modélisation du choc

Le choc a été modélisé de deux façons différentes :

a) par une action concentrée appliquée au milieu du modèle au nœud 520 :

$$f_y = 0,3 \text{ et } m_x = -0,2 - 0,3 \times (0,25 + 0,23/2).$$

b) par deux actions concentrées appliquées à 0,10 m de part et d'autre du nœud 520, sur les barres 1619 et 1620 :

$$f_y = 0,15 \text{ et } m_x = -0,1 - 0,15 \times (0,25/2). \text{ Ce cas modélise donc une action uniformément répartie sur } 0,40 \text{ m.}$$

Cette comparaison a montré que cette hypothèse avait peu d'influence sur les résultats. Les résultats donnés dans la page ci-après correspondent à la première modélisation.

Présentation des hypothèses et résultats

Dans le tableau 3 nous fournissons les sollicitations dans la dalle **au nu de la longrine** au droit du choc pour différents modèles numérotés de 1 à 6.

Les 6 modèles envisagés correspondent à différentes hypothèses pour la modélisation des trois barres représentant l'about de la dalle et la longrine située au-dessus (barres 400, 1500 et 1600).

Ces efforts par mètre linéaire sont obtenus en divisant les efforts au droit du nœud 420 par la largeur de la barre.

Ces résultats sont à comparer à ceux obtenus par le calcul aux éléments finis :

$$N = 0,17 \text{ MN/ml} \quad \text{et} \quad M = 0,074 \text{ MN.m/ml}$$

On distingue deux types de modèle :

- les modèles 1, 2, 4, 5 et 6 pour lesquels la somme des inerties de torsion des 2 barres longitudinales 1500 et 1600 est égale à l'inertie de torsion totale du rectangle d'extrémité de $0,60 \times 0,48$. On a partagé cette inertie de torsion entre les deux barres, la moitié pour chaque barre. Ceci suppose une continuité parfaite entre la dalle et la longrine pour permettre la formation d'un flux de torsion unique.
- le modèle 3, pour lequel chacune des 2 barres longitudinales 1500 et 1600 a l'inertie de torsion du rectangle de béton qu'elle modélise. Il n'y a plus formation d'un flux de torsion unique, mais simplement une liaison tous les $0,60 \text{ m}$. Le but de ce calcul est de fournir une estimation de l'augmentation des sollicitations dans le hourdis lorsque la longrine est constituée d'éléments préfabriqués sur une grande partie de sa largeur et mal solidarisés avec la dalle. La

comparaison avec le modèle 2 montre que le moment peut augmenter de 40 %. Les résultats donnés par ce modèle ne sont pas comparables avec ceux fournis par le calcul aux éléments finis.

Le fait que les barres 1500+x appartiennent aussi à la dalle peut conduire à réduire son inertie de torsion de $bh^3/6$ soit $0,0012 \text{ m}^4$. Le modèle 2 montre que la faible variation de l'inertie de torsion de la barre 1500+x, résultant du fait que cette barre située en rive peut être considérée comme une poutre (d'un côté) ou une dalle (de l'autre côté), a peu d'influence, et peut être négligée.

Pour le modèle 1 on considère une inertie constante pour la barre 400. Au contraire pour les modèles 4, 5 et 6 on prend en compte l'augmentation d'inertie des barres transversales due à la variation de hauteur des barres au droit de la longrine, selon deux hypothèses, variation d'épaisseur de $0,23$ à $0,48 \text{ cm}$, ou bien variation limitée avec une pente de $1/3$. La comparaison avec le calcul aux éléments finis indique qu'il convient de limiter la variation de hauteur par une droite de pente $1/3$ (BAEL § 4.1.4).

Dans le modèle 6 les deux barres 1500+x 1600+x sont remplacées par une seule barre 1600+x pour simplifier le modèle. Les excentrement de cette barre ($0,125 \text{ m}$) et des charges par rapport à cette barre ($0,24 \text{ m}$) sont bien évidemment modifiées. La comparaison des résultats avec le calcul aux éléments finis nous conduit à conserver 2 barres (modèle 6), mais la différence reste faible.

Modèle	Pas (m)	I _x (1500+x)	I _x (1600+x)	h (400+x)	N (MN)	M (MNm/ml)
1	0,60	I _x total/2	I _x total/2	0,23	- 0,1234	- 0,0682
2	0,60	I _x total/2	I _x total/2 - 0,0012	0,23	- 0,1113	- 0,0714
3	0,60	I _{dalle}	I _{longrine}	0,23	- 0,0065	- 0,0996
4	0,60	I _x total/2	I _x total/2	0,23 à 0,48	- 0,1352	- 0,0895
5	0,60	I _x total/2	I _x total/2	0,23 à 0,33	- 0,1295	- 0,0794
6	0,60	inactive	I _x total	0,23 à 0,33	- 0,0909	- 0,0889

Tableau 3

Conclusion sur le modèle en grille de poutres

Pour l'exemple traité, le modèle 5 fournit les meilleurs résultats. Nous rappelons ses principes :

- somme des inerties des 2 barres longitudinales modélisant l'extrémité égale à l'inertie de torsion totale du rectangle de $0,60 \times 0,48$, ce qui suppose une continuité parfaite entre la dalle et la longrine.
- épaisseur de la barre transversale d'extrémité égale à l'épaisseur du hourdis augmentée par une partie de l'épaisseur de la longrine (variation de hauteur selon une pente 1/3 conformément au § 4.1.4 du BAEL).

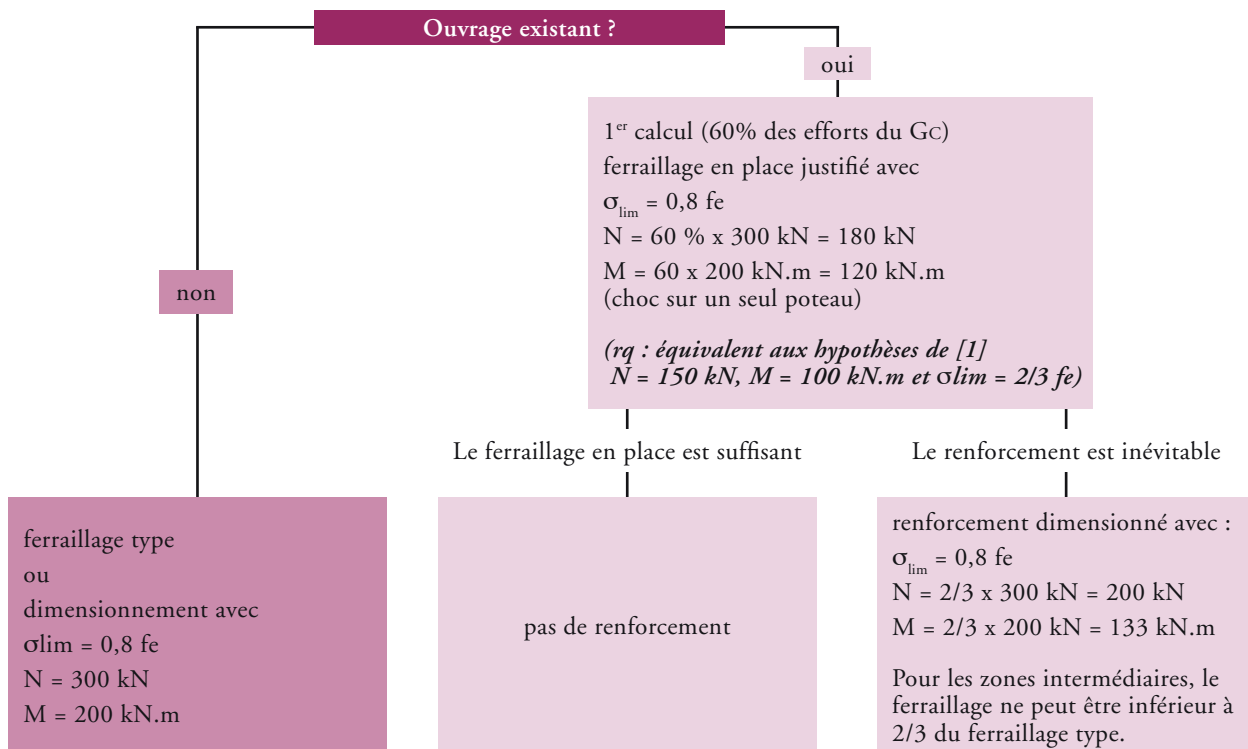
D'autres tests effectués dans le cadre de cette étude ont montré que les résultats obtenus dépendent peu de la largeur des barres.

Les barres longitudinales et transversales doivent cependant avoir des largeurs voisines. Nous conseillons de limiter cette largeur à environ 2 fois l'épaisseur de la dalle.

Conclusions

Les différents traitements des modèles numériques qui ont été réalisés permettent de déduire, à partir des efforts de choc de BN4 introduits au niveau de l'ancrage, les efforts devant être repris par la dalle à différents endroits. Un calcul de béton armé réalisé à l'aide du logiciel CDS peut alors être effectué à partir de ces efforts afin de déterminer la quantité d'aciers nécessaire. En outre, l'exploitation CDS a permis, en considérant le ferrailage type comme optimal, de retrouver, grâce à un raisonnement à rebours, les valeurs des efforts à introduire pour représenter au mieux le choc sur BN4 pour les ouvrages existants.

Il n'est pas possible, dans le cadre de cet article, de donner le détail des calculs explicités dans la note globale intitulée "Etude de la résistance des hourdis de ponts sous l'effet d'un choc de poids lourd sur une barrière BN4" [5]. Nous nous contenterons donc ici de donner un organigramme synthétisant les diverses recommandations déduites de cette étude. Cet organigramme se veut fonctionnel et rappelle aux projecteurs les hypothèses à retenir pour calculer le ferrailage nécessaire à la mise en place d'une BN4 pour le cas des ouvrages neufs et existants. Par ailleurs, les conclusions générales de cette étude sont récapitulées en annexe.



Nota : ces conclusions supposent que la longrine est connectée de façon continue au hourdis (connexion assurée par des aciers scellés régulièrement espacés pour les ouvrages existants).

Annexe

Conclusions de l'étude générale

1. Pour le ferrailage type, les résultats du calcul aux éléments finis

- confirment le caractère sécuritaire des efforts pris en compte.
- montrent qu'il y a suffisamment de marge de sécurité pour que l'on puisse utiliser le taux de travail de l'Eurocode 2 à l'ELS, soit 0,8 fe.

En effet, pour les ouvrages neufs, le passage de la nuance des aciers HA400 utilisés lors de essais, à la nuance des aciers HA500 actuellement utilisés, apporte une sécurité supplémentaire de 25 %. Ce gain est supérieur à l'abaissement résultant du passage de 2/3 de fe à 0,8 fe, soit -20 %. En fait, pour le ferrailage calculé on obtient une sécurité résiduelle de 15 % par rapport au ferrailage type, cohérente avec l'incertitude sur le modèle (coefficient F3).

2. L'étude aux éléments finis recalée en considérant le ferrailage type comme optimal, conduit à retenir pour les ouvrages existants 2/3 des efforts appliqués sur les ouvrages neufs.

Nous considérons que cette intensité constitue une borne supérieure de l'effort appliqué.

3. La longrine, par son inertie de torsion, a donc un rôle capital dans la répartition des efforts. Une épaisseur la plus importante possible est donc souhaitable pour minimiser les quantités d'aciers passifs par mètre linéaire. On retiendra donc autant que possible une épaisseur maximale respectant les recommandations du paragraphe 5.3.5 de [1], soit de l'ordre de 25 cm, notamment dans le cas des hourdis de faible épaisseur.

4. Sans longrine, les efforts sont augmentés environ de près de 50 %, le ferrailage type qui a été optimisé lors des essais avec une longrine peut s'avérer insuffisant.

5. L'augmentation des efforts qui résulte de l'interruption de la longrine par un passage d'eau situé à égale distance de 2 poteaux est faible - de l'ordre de 5% - et ne remet pas en cause le ferrailage de la section courante.

6. En ce qui concerne le poteau d'angle sollicité par le choc d'about, l'analyse aux éléments finis montre qu'il est loisible de rajouter localement 50% de la quantité d'acier des poteaux courants. Une autre solution consiste à reprendre entièrement l'effet du choc par une entretoise d'about et le hourdis participant.

7. Dans les sections intermédiaires et la section d'encastrement sur la poutre ou sur l'âme, on conserve au moins la section d'acier mise en place au nu de la longrine.

8. Propositions pour le ferrailage des ouvrages neufs

Quatre approches théoriques sont possibles pour choisir un ferrailage :

Pas de calcul - ferrailage type

Il y a intérêt à conserver le ferrailage type quelle que soit l'épaisseur du hourdis.

Calcul simplifié

Hypothèse simplificatrice : les efforts sont répartis uniformément sur l'entraxe des poteaux, soit 2,5 m en général.

Le calcul sera mené selon l'Eurocode 2 à l'ELS, hors considération particulière de fissuration, c'est à dire en retenant un taux de travail des aciers de 0,8 fe.

Calcul avec un modèle en grille de poutres

Le calcul peut être fait sur la base d'un modèle en grille de poutres.

Calcul aux éléments finis

Le calcul sera mené selon l'Eurocode 2 à l'ELS, hors considérations particulières de fissuration, c'est à dire en retenant un taux de travail des aciers de 0,8 fe.

9. Propositions pour le ferrailage des ouvrages existants

9.1. Pour un calcul à l'Eurocode 2 avec un taux de travail de 0,8 fe, il convient de retenir 2/3 des efforts prescrits pour un ouvrage neuf.

9.2. Cette valeur constitue une borne supérieure. Il semble donc pertinent de l'appliquer lorsqu'un renforcement de la structure s'avère nécessaire. En revanche, une réduction supplémentaire des actions de 10% est acceptable si elle permet d'éviter un renforcement de la dalle du tablier.

Remarque :

Dans le cas de la dérogation de 10 %, la quantité d'aciers calculée en retenant le taux de travail des Eurocodes (0,8 fe) est identique à celle obtenue selon les règles de [1], à savoir avec 50% des efforts d'un ouvrage neuf et taux de travail de 2/3 de fe.

9.3. Trois approches théoriques sont possibles pour justifier ou renforcer un ferrailage existant :

Répartition uniforme - calcul simplifié

Un calcul simplifié peut être mené en considérant une répartition uniforme sur une longueur égale à l'entraxe des poteaux, comme pour les ouvrages neufs.

Calcul avec un modèle en grille de poutres

Les propositions relatives aux ouvrages neufs calculés avec un modèle en grille de poutres sont applicables au cas des ouvrages existants.

Répartition non uniforme - calcul aux éléments finis

Pour le dimensionnement des quantités d'acier nécessaires autour de l'ancrage (zone de 1 m) et dans la zone intermédiaire (zone de 1,5 m) (fig. 12), on procède au calcul suivant :

choc sur un seul poteau : justification à l'ELS avec 0,8 fe selon l'Eurocode 2 en considérant 2/3 des efforts de [1] pour les ouvrages neufs et éventuellement avec une réduction de 10% sur les efforts pour éviter le renforcement.

Néanmoins, pour la zone intermédiaire, le ferrailage ne peut être inférieur à 2/3 du ferrailage type.

9.4 Ferrailage de la longrine :

Dans le cas des renforcements, le retrait dû à la différence d'âge des bétons, et le fait que la longrine est très sollicitée en torsion, amènent à prendre les dispositions suivantes :

- Il convient en premier lieu de renforcer le ferrailage longitudinal supérieur de la longrine, nous conseillons de placer au minimum 2 HA 12 au lieu des 2 10 du ferrailage type.
- Il faut également prévoir des aciers de liaison constitués, au minimum, de 3 U en HA 12 par mètre linéaire en dehors des zones d'ancrage P ■

Bibliographie

[1] Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds - Barrières de niveau H2 ou H3 - collection du guide technique Gc (F9916 de septembre 1999).

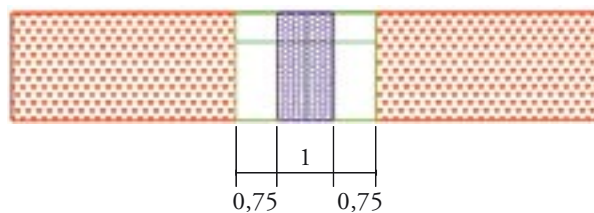
[2] Revue ouvrages d'art n°23 de mars 1996 - article de MM. Fragnet et Vion

[3] Analyse des essais de choc sur BN4 - Note de synthèse de mai 1995 de MM. Fragnet et Vion (non publié).

[4] Barrière BN4 - rapport de synthèse des mesures effectuées pour préciser les sollicitations transmises à une dalle en encorbellement du 16 décembre 1992 de M. Ennesser (non publié).

[5] Etude de la résistance des hourdis de ponts sous l'effet d'un choc de PL sur une barrière BN4" document interne Sétra (Y. Ben-Milad, E.Chasco, D. Le-Faucheur, JM Lacombe) de décembre 2003.

Credit photos : Sétra.



en bleu : zone 1 ou "mètre central"

en vert : zone 2 ou "bande de 0,75 m de part et d'autre du mètre central (1,5 m au total)"

en orange : zone 3 ou "le reste de l'ouvrage"

Figure 12 : répartition des zones longitudinales

Étanchement du pont des Cadets à Saumur

Jacques Billon, Michel Laude



Historique

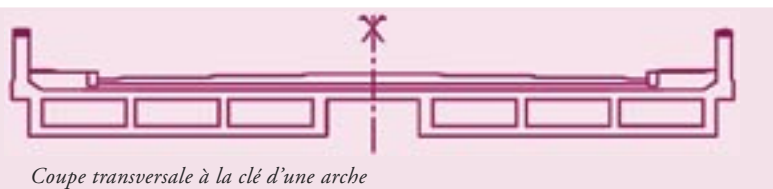
C'est au début du XIX^{ème} siècle que fut construit, sur le bras nord de la Loire, un ouvrage en maçonnerie comprenant 7 arches, en arc surbaissé, de 25 m d'ouverture, et long de 230 m.

Inauguré en 1833, il porta successivement les noms du pont du Duc de Bordeaux, pont Charles X, pont Napoléon. Cet ouvrage fut miné et bombardé à plusieurs reprises pendant la seconde guerre mondiale. Une passerelle piétonne, puis un pont Bailey permirent de rétablir provisoirement les circulations.

Descriptif de l'ouvrage actuel

L'ouvrage en maçonnerie fut totalement démoli à l'exception des deux culées. Un pont en béton armé, de 5 arches cellulaires préfabriquées, fut reconstruit et inauguré en 1950.

Cet ouvrage est composé de deux caissons de 6,50 m de largeur, reliés par un hourdis de 2,00 m de largeur et 20 cm d'épaisseur. Il dégage ainsi une largeur utile de 15,00 m destinée initialement à 2 trottoirs de 3,00 m et une chaussée de 9,00 m.



Coupe transversale à la clé d'une arche

Longitudinalement, les voûtes, tri-articulées à leurs naissances et en clé, ont des ouvertures de 37,80 m pour une flèche d'arc surbaissée de 5,00 m. De hauteur variable, 1,70 m en clé et 3,00 m au droit des reins, les voûtes se réduisent aux naissances à la seule hauteur de l'articulation (0,90 m).



Coupe longitudinale schématique

L'extrados de ces voûtes est revêtu d'une étanchéité en asphalte protégée par une contre-chape en béton maigre.

La chaussée initiale en pavage mosaïque de 10 cm repose sur la voûte béton en clé et sur des remblais au droit des reins et des piles.

Les culées conservées ont été adaptées pour recevoir les articulations des arches de rive.

Aménagement de l'ouvrage

Au début des années 1970, la chaussée a été portée à 4 voies de 3,00 m par réduction des trottoirs à 1,50 m.

Pour l'assainissement de l'ouvrage, des descentes d'eau ont été réalisées par percement des caissons au droit des caniveaux.



Pont des Cadets en juillet 2003

La dégradation de la chape d'extrados, et les défauts d'étanchéité autour de ces percements ont provoqué des infiltrations d'eau pluviale qui ont rempli les caissons.

Le carottage à l'intrados des caissons a permis de libérer l'ouvrage d'une masse importante d'eau. La visite d'inspection à l'intérieur des caissons a révélé une structure malgré tout relativement saine et bien conservée.

Réfection de l'étanchéité

À l'appui du rapport d'inspection du laboratoire régional d'Angers, un projet de réparation de l'étanchéité a été établi par la DOA du CETE de l'Ouest. Ce projet, réalisé pour la DDE du Maine et Loire, a été présenté au dossier d'inscription des ouvrages d'art (DIOA) et inscrit au programme triennal de 2003 pour son financement dans le cadre des crédits de grosses réparations sur OA.

Le DCE a été établi par la DOA du CETE de l'Ouest, et la consultation a été lancée en février 2003.

Le marché a été passé, en mai, à l'entreprise J.Lefebvre de Tours. Les travaux ont débuté le 1er juillet 2003 pour une durée de 3 mois.

Les contrôles extérieurs ont été effectués par le laboratoire régional d'Angers.

Description des travaux

Les travaux d'étanchement du pont des Cadets ont concerné la chaussée et les trottoirs.

Sur chaussée, les pavés jointoyés au ciment, bien scellés entre eux, ont été conservés et une étanchéité en partie haute a été retenue.

Sur les trottoirs, une simple étanchéité de surface a suffi, après réfection des bordures et quelques opérations annexes de fermetures et condamnations de trous d'homme et d'accès aux dispositifs de minage permanents.

L'ouvrage se situant en pleine ville, une réalisation par demi-ouvrage, sans interruption de la circulation, a été nécessaire.

Pour chaque demi ouvrage, les opérations réalisées ont été les suivantes :



- Rabotage du revêtement de trottoir.
- Enlèvement des bordures de trottoir et des gargouilles et décaissement partiel derrière les bordures.
- Rabotage de la chaussée sur environ 10 cm d'épaisseur jusqu'au niveau supérieur des pavés.
- Sur les 1.50 m en bordure de trottoir et sous bordures, rabotage plus profond pour permettre le passage de l'étanchéité et le scellement des bordures. Ce décaissement plus profond a été rendu possible par l'absence de pavage sur cette zone de 1.50 m qui correspond à l'ancienne emprise du trottoir d'origine.



- Surfaçage des pavés et du fond de fouille (bande de 1.50 m et sous trottoir) avec un BB 0/6 pour supporter l'étanchéité.
- Réalisation d'une contre bordure avec engravure pour relevé d'étanchéité.
- Mise en place de gargouilles neuves avec étanchement en tête raccordé à l'étanchéité générale.
- Réalisation de la chape en feuilles préfabriquées avec relevés sur les contre bordures.
- Pose d'un drain longitudinal raccordé transversalement aux gargouilles.
- Pose des bordures de trottoirs avec bordures avaloirs et fils d'eau.
- Nivellement de la bande de 1.50 m avec une grave bitume.
- Réalisation de la couche de roulement en BBSG 0/10.
- Réalisation du revêtement de trottoir en résine sablée.
- Sur piles et sur culées, réalisation de joints transversaux en élastomère sur trottoirs et chaussée.

Structure de chaussée sur ouvrage :



Caractéristiques des matériaux utilisés

Reprofilage sur pavés

- Après rabotage, mise en place d'une couche d'accrochage au bitume pur (67%) dosée à 350 kg de bitume résiduel.
- Application de la couche de reprofilage (épaisseur entre 1 et 3 cm) en béton bitumineux 0/6 de formule :

- 4/6 concassé	30%
- 2/4 concassé	20%
- 0/2 concassé	50%
- bitume 50/70	6.5ppc

Etanchéité

Etanchéité par collage à chaud sans primaire d'accrochage d'une membrane préfabriquée monocouche de type Hydroplast 60P2 de l'entreprise J. Lefebvre. Ce produit fait l'objet d'un avis technique du Sétra renouvelé en janvier 2003.

L'étanchéité a été mise en place à l'aide d'une machine JET PONT de l'entreprise SIPLAST.

Des essais d'arrachements ont été réalisés par l'entreprise dans le cadre du contrôle intérieur. A la vue des résultats obtenus, le maître d'œuvre n'a pas jugé utile de procéder à des contrôles extérieurs.



Demi chaussée après rabotage



Machine "JET PONT" Pour mise en place des feuilles d'étanchéité

Grave bitume en bordure de chaussée

Le reprofilage en rive, réalisé directement sur l'étanchéité, a été réalisé avec de la grave bitume recouverte d'une couche d'accrochage identique à celle appliquée sur les pavés.

Couche de roulement

La couche de roulement, mise en place au finisseur en petite largeur était composée d'un BBSG 0/10 de formule DV0 1007 et, classé au sens de la norme, en classe II (orniérage $\leq 10\%$ à 30 000 cycles).

Bordures et fils d'eau

Les bordures de trottoirs de type T2 et les caniveaux de type CS2 étaient en béton à base d'agréats naturels donnant un aspect fini de calcaire vieilli.

Les caniveaux ont été matricés pour former des empreintes de type pavés.

Revêtement des trottoirs

Le revêtement des trottoirs a été traité par application d'une résine IR 3360-100 avec une couche de finition avec saupoudrage de gravillons de bauxite de teinte claire.

Ce procédé fait l'objet d'un avis technique du Sétra en cours de validité ■

Quelques chiffres :

Longueur de l'ouvrage : 211 m

Largeur utile : 15 m

Largeur de chaussée : 12 m

Surface d'étanchéité de chaussée : 2 610 m²

Surface d'étanchéité de trottoirs : 585 m²

Montant des travaux (DGD) : 350 400 € TTC

Maître d'ouvrage : Etat

Maître d'œuvre : DDE du Maine et Loire - Service Grandes Infrastructures

Projet : CETE de l'Ouest - Division Ouvrages d'Art

Contrôles extérieurs : CETE de l'Ouest - Laboratoire Régional d'Angers

Titulaire du marché : Entreprise J. Lefebvre de Tours

Credit photos : DOA du CETE de l'Ouest



Etanchéité sur un demi-ouvrage



Bord de trottoir, chaussée terminée, revêtement de trottoir à réaliser

Le Sétra organise...

Le 6 décembre 2004, le premier colloque européen sur les eurocodes

Cette journée de rencontres et d'échanges concernent tous les acteurs du domaine des ouvrages d'art : maîtres d'ouvrages et maîtres d'œuvre, prescripteurs et concepteurs. Ce sera l'occasion de faire partager l'expérience du réseau technique de l'Équipement, mais aussi celle d'autres acteurs européens publics et privés, sur l'interprétation et la mise en œuvre des eurocodes dans le domaine des ponts routiers et de la géotechnique. Mise en place de stratégies et d'exigences de qualité en matière de projets d'ouvrages d'art, élaboration de nouvelles approches de performance, impacts des règles de calcul sur la qualité de conception, analyse de risques, économie des projets et innovation : tous ces thèmes seront abordés lors de ce colloque.

Eurocodes - Application aux ouvrages d'art - Formations RST

Le CTOA du Sétra coordonne pour l'année 2004, dans ses locaux, des sessions de formation sur les Eurocodes (application aux ouvrages d'art). Les Eurocodes concernés sont :

- **EN1990** : *bases de calculs (principes, notions de probabilités, coefficients de sécurité, combinaisons d'actions, fiabilité des structures...)* ;
- **EN1991** : *actions sur les structures (charges de trafic routier (convois exceptionnels, charges d'épreuves, dynamique des passerelles), action due au feu, actions du vent, de la température; actions en cours d'exécution; actions accidentelles (chocs de véhicules (sur et sous les ponts), de trains (déraillement), de bateaux (voies fluviales et maritimes); analyse de risque...)* ;
- **EN1992** : *structures en béton (matériaux; calculs ELS et ELU ; maîtrise de la fissuration; rupture fragile, fatigue, analyse non linéaire...)* ;
- **EN1993-4** : *structures acier et mixtes acier-béton (matériaux, traînage de cisaillement, analyse globale, vérifications spécifiques, éléments finis, fatigue, connexion...)* ;
- **EN1997** : *calcul géotechnique (applications aux fondations, aux murs de soutènement, normes d'exécution)* ;
- **EN1998** : *calculs des structures pour leur résistance aux séismes (actions sismiques, méthodes d'analyse, vérifications de résistance, aspects géotechniques, dispositions constructives, isolation sismique).*

Ces formations, destinées aux personnels techniques en charge de projets d'ouvrages d'art au sein du RST (ingénieurs et techniciens) rencontrent un vif succès, une centaine d'inscrits à ce jour. Cette réussite est principalement due, fiches d'évaluation des deux premières sessions à l'appui, aux objectifs initiaux visés, associant aspects méthodologiques et pratiques :

- présentation des Eurocodes,
- analyse des moyens et procédures de calculs,
- études de cas et algorithmes.

En effet, l'alternance d'exposés théoriques, expliquant le contenu détaillé des textes (les exposés sont basés sur du concret et proposent une lecture de chaque Eurocode, en soulignant dans le texte tout ce qui est important pour le «projet de pont»), et d'exemples d'application (exercices pertinents ou petits problèmes résolus, parfois complètement), confère à ces formations une originalité reconnue.

Le prochain cycle de formation (réparti en 3 sessions) aura lieu au Sétra :

- Du 15 au 17 septembre : pour la session portant sur les *bases de calculs, les actions sur les ponts (y compris sismiques), les calculs géotechniques* ;
- Du 27 au 28 septembre : pour la session portant sur le calcul des *ponts en béton* ;
- Du 11 au 13 octobre : pour la session portant sur le calcul des *ponts en acier et des ponts mixtes acier-béton*.

Michel Prat

Contact :

mél : club-eurocodes.ctoa.setra@equipement.gouv.fr
mél : michel.prat@equipement.gouv.fr

Site intranet "Piles" (Partage d'Informations en Libre Échange sur les Structures)

Vous avez produit des documents que vous avez envie de faire partager avec les différents partenaires du réseau technique dans le domaine des ouvrages d'art...

Vous avez travaillé sur un sujet ou vécu une expérience professionnelle qui a fait progresser votre réflexion...

Vous vous posez une question ou voulez faire-part d'une réflexion dans le domaine des ouvrages d'art...

Vous voulez connaître l'actualité des clubs des CDOA ouvrages d'art animés par les DOA de CETE...

Alors ajouter dès à présent dans la liste de vos favoris l'adresse suivante du site intranet Piles : <http://intra.setra.i2/piles/>

Ce site s'adresse à tous les acteurs du ministère impliqués dans la conception, l'exécution, la gestion, l'entretien et la maintenance des ouvrages d'art (CDOA A, cellules Études et Travaux Ouvrages d'art, Subdivisions Études et Travaux Neufs, laboratoires de l'Équipement, DOA des CETE, DREIF, etc.).

Il comporte :

- une rubrique sur l'actualité et les comptes-rendus d'activité des clubs régionaux ;
- une rubrique permettant d'envoyer vos contributions par courriel à l'adresse fonctionnelle suivante : piles.setra@equipement.gouv.fr ;
- une bibliothèque de documents adressés par les utilisateurs et mis en ligne après validation de la pertinence des informations fournies, garantissant ainsi le respect des pratiques de notre ministère ;
- un forum de discussion permettant des échanges libres entre utilisateurs sur des thèmes proposés (ce forum est modéré par le Sétra pour pallier éventuellement le manque de respect à l'éthique) ;
- des liens vers les textes et documents techniques essentiels ou sites relatifs aux ouvrages d'art.

Le site vient de s'enrichir d'une nouvelle rubrique intitulé "Transports exceptionnels" qui fait état des principaux textes, réglementaires ou non, relatifs aux transports exceptionnels et militaires spécifiques à l'aspect ouvrages d'art. (Cf. article de Jean-Michel Lacombe et de Eric Lozinguez dans le présent bulletin OA).

De par sa conception, ce site est le vôtre. Aussi, n'hésitez pas à apporter vos idées, vos propositions et surtout vos contributions qui enrichiront son contenu.

Yvon Meuric



Avancement de l'implantation de LAGORA

En 1997, la Direction des Routes a décidé de financer la réalisation d'un nouveau logiciel de gestion des ouvrages d'art baptisé LAGORA mieux adapté aux besoins actuels que les logiciels existants à l'époque. Elle a confié la maîtrise d'ouvrage de ce projet au service d'Études techniques des routes et autoroutes (Sétra) et la maîtrise d'œuvre fonctionnelle et technique a été assurée par le CETE Méditerranée.

Quelques années plus tard, en février 2003, Lagora a été diffusé dans les Cellules Départementales Ouvrages d'Art (CDOA) de toutes les DDE. L'année 2003 a été consacrée à la formation du personnel et à la reprise des données des logiciels Edouart+ et IQOA.

Soixante CDOA sont maintenant totalement opérationnelles sur ce nouveau logiciel. Une vingtaine ont pratiquement terminé l'importation de leurs données et l'indispensable toilettage de leurs fichiers. Les quinze DDE restantes ont pour objectif une installation complète avant fin juillet.

L'application LAGORA prend en compte les besoins des différents acteurs de la gestion des ouvrages d'art, des agents de terrain en subdivision jusqu'au maître d'ouvrage sans oublier les agents de la cellule ouvrages d'art. Développée sous Oracle suivant une architecture de type clients-serveur avec un environnement Windows, elle constitue un instrument de communication entre tous ces partenaires de la gestion d'un même patrimoine qui peuvent ainsi travailler sur une même base de données mise à jour en temps réel.

En plus des fonctions classiques d'une base de données, LAGORA offre de nombreux outils de gestion à la cellule ouvrages d'art et aux subdivisions. Elle propose également des fonctions spécifiques pour la maîtrise d'ouvrage.

Les principales fonctions de LAGORA sont :

- l'inventaire du patrimoine des ponts sur le réseau national des routes et autoroutes non concédées ;
- la surveillance et le suivi de l'état des ouvrages selon la méthodologie IQOA ou une méthode apparentée ;
- la programmation et le suivi des travaux d'entretien et de réparation des ouvrages ;
- la gestion comptable des dépenses relatives aux différents budgets d'entretien et de réparation.

Différents agents au sein de la DDE et parfois même au sein du Service Technique Départemental (dans le cas où la DDE est mise à disposition du Conseil Général) peuvent être amenés à utiliser le logiciel LAGORA à des degrés divers, en accédant à la même base de données pour la consulter ou la mettre à jour :

- à la CDOA, le correspondant LAGORA principal



Logiciel LAGORA : exemple d'écran de saisie

utilisateur du logiciel est chargé des fonctions d'administration de la base de données ;

- le chef de la CDOA et ses autres agents, responsables de la gestion des ponts de leur département complètent, contrôlent et valident les données ;
- le « correspondant OA » et les agents chargés de l'entretien des subdivisions territoriales renseignent le logiciel dans leur zone d'action en ce qui concerne les actions de surveillance et d'entretien courant ;
- le chef de subdivision et le RGR peuvent également consulter la base et s'informer de l'avancement des travaux ou des études en cours.

Fin 2004, le logiciel LAGORA va permettre de recueillir les données issues de la campagne d'évaluation IQOA 2003. Les statistiques concernant le recensement et l'état du patrimoine des ponts de l'état seront publiées au printemps 2005.

Parallèlement, un travail de développement et d'amélioration de LAGORA se poursuit. L'objectif est de doter LAGORA d'un module complémentaire permettant de gérer les 14000 murs de soutènement situés en bordure des Routes Nationales. D'autre part, LAGORA doit s'adapter pour prendre en compte les effets de la décentralisation ; il devra en particulier permettre un travail par itinéraire plus que par zone géographique ou administrative.

Bien implanté dans les DDE, LAGORA se tourne maintenant vers d'autres maîtres d'ouvrages qui souhaitent bénéficier de l'expérience que la Direction des Routes a acquise lors de la gestion de ses 23 000 ponts. LAGORA est proposé en particulier aux Conseils Généraux qui le désirent. Ils peuvent acquérir le logiciel pour gérer seuls leur patrimoine, ou continuer à travailler en collaboration avec les services de l'Etat au travers de cet outil par Internet.

Gilles Lacoste

IQOA MURS

C'est le 26 Décembre 1995 que la méthode IQOA a été introduite dans l'Instruction Technique sur la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art de la Direction des Routes du Ministère de l'Équipement du 19 Octobre 1979, en remplacement des visites annuelles.

Comme pour les ponts, l'application de la procédure IQOA conduira désormais à évaluer chaque année un tiers des ouvrages de soutènement du patrimoine routier national. Ainsi, sur une période de trois ans, l'ensemble des murs dont l'entretien est à la charge de l'État sera visité et évalué.

Les ouvrages de soutènement sont répertoriés sur 2 listes.

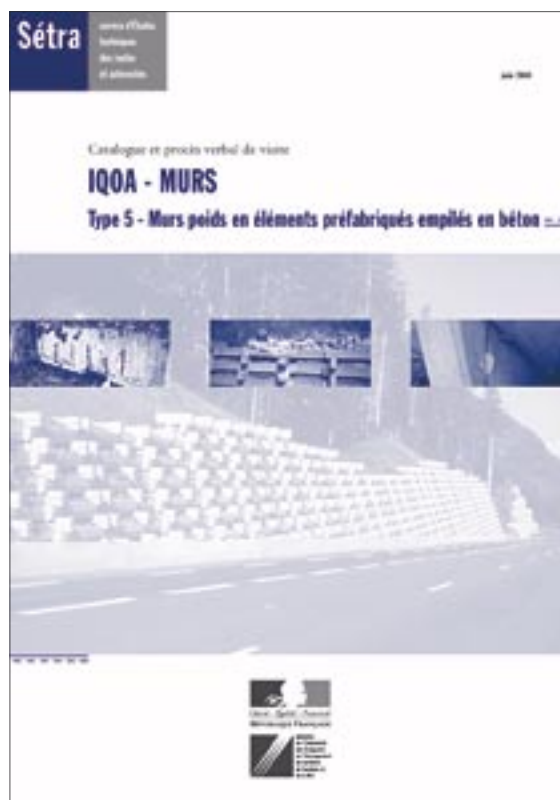
Sur la liste I, on trouve les murs poids en maçonnerie, en béton, en gabions, en éléments préfabriqués empilés ainsi que les murs en béton armé sur semelle. L'évaluation de ces murs qui a débuté en 2001 est réalisée selon la méthodologie IQOA en vigueur pour les ponts depuis 1995.

Les premiers résultats de l'évaluation de ces murs à l'issue de la campagne de 2003 sont en cours d'exploitation par l'équipe informatique du Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien. Ils seront édités sous la forme d'un document synthétisant les informations au plan national et de documents similaires spécifiques à chaque Département.

La liste II comprend les ouvrages comportant des éléments de structure enterrés tels que tirants, armatures, clous, etc. Leur évaluation est effectuée à partir d'inspections détaillées nécessitant des moyens d'investigations plus importants; les CDOA seront assistés par les spécialistes des Laboratoires Régionaux de l'Équipement formés par le LCPC à cet effet.

L'évaluation de ces murs devrait débuter cette année et les premiers résultats sont attendus pour l'année prochaine.

Tann Nguon



Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Cycle inspection des ouvrages d'art - module 1 : connaissance de base 1 ^{ère} partie	22 au 24 septembre 2004
Renforcement et amélioration des sols de fondation	23 et 24 septembre 2004
Piloter et contrôler les études d'impact et les études d'environnement - 1 ^{ère} partie : comment élaborer un bon cahier des charges	28 au 30 septembre 2004
EUROCODES - Calcul des structures en béton : application aux structures d'ouvrages d'art	28 au 30 septembre 2004
Surveiller les parties immergées des ouvrages : inspections et auscultations subaquatiques	29 et 30 septembre 2004
Gérer les risques liés aux cavités souterraines	4 au 6 octobre 2004
Maintenance des ouvrages métalliques et mixtes	4 au 6 octobre 2004
Cycle formuler les bétons - module 2 : formulation pratique avec BetonlabPro	7 octobre 2004
Utilisation des déchets des travaux publics	12 au 14 octobre 2004
Appareils d'appui structuraux : l'application des normes européennes	12 octobre 2004
Concevoir et calculer les fondations : l'application du fascicule 62	18 et 19 octobre 2004
Cycle EUROCODES : Calcul des structures métalliques et mixtes - Application bâtiment	18 et 19 octobre 2004
Cycle inspection des ouvrages d'art - module 1 : connaissance de base 2 ^{ème} partie	26 au 28 octobre 2004
Cycle modélisation numérique des ouvrages géotechniques module de base : Éléments finis, différences finies et lois de comportement	16 au 18 novembre 2004
Maîtriser les effets de l'eau dans les sols	16 au 18 novembre 2004
Concevoir et construire les passerelles piétonnes	16 au 18 novembre 2004
Cycle inspection des ouvrages d'art - module 3 : ouvrages de soutènement non courants	16 au 18 novembre 2004
Cycle formuler les bétons - module 3 : la gamme des bétons modernes	30 novembre 2004

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

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

Publications

Géfra – Jumelage des plates-formes ferroviaires et routières ou autoroutières.

Aide à la définition des dispositifs de protection anti-pénétration

Guide technique

Réf. 0401 – avril 2004 (44 pages) – Prix de vente : 12 euros

Ce guide précise, dans le cas de jumelage de plates-formes ferroviaires et routières ou autoroutières, les dispositifs et dispositions à mettre en œuvre pour éviter la pénétration accidentelle des véhicules routiers, ou de leur chargement, sur la plate-forme ferroviaire.

Il comprend cinq chapitres :

- présentation du guide,
- domaine d'application,
- interférences liées aux jumelages,
- dispositifs de protection anti-pénétration en section courante,
- dispositifs de protection anti-pénétration des zones particulières.



• Avis techniques ouvrages d'art

Les avis techniques fournissent un avis officiel sur le comportement prévisible des produits, procédés et matériels pour éclairer les maîtres d'ouvrages et les maîtres d'œuvre dans leurs décisions.

Ces avis techniques ont été préparés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le SÉTRA, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

Le secrétariat et la présidence de cette commission sont respectivement assurés par le SÉTRA et la profession.

L'élaboration d'un avis technique est soumise aux étapes suivantes :

- dépôt de la demande ;
- enquête préalable (s'il s'agit d'une première demande jugée recevable) ;
- examen du dossier technique et établissement du programme d'essais ;
- établissement d'un avis technique.

Avis techniques - Étanchéité de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Testudo 4/20	Index France	07-2003	07-2008	FATET03-03
Covipont	Bayer/Ceri-Cerp	07-2003	07-2008	FATET03-04
Aspapont AF	Asten	12-2003	12-2008	FATET03-05

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 3,05 euros

Sur internet : à télécharger

Mise au point des dispositifs de retenue par simulation de chocs

Rapport de recherche

© 2004 SÉTRA - ISRN : EQ-SETRA-04-ED1-FR-référence : 0408W

Après une présentation du contexte ayant conduit au développement de simulations de chocs, à l'aide de modèles de calcul appropriés, pour la mise au point de dispositifs de retenues, ce rapport, au travers de la présentation de trois études, explicite la démarche retenue et les résultats obtenus pour tester des solutions techniques en matière de barrières de sécurité sur ponts.

sur internet :

<http://setra.equipement.gouv.fr>

sur i2 (réseau intranet du ministère de l'Équipement) :

<http://intra.setra.i2>

Coordonnées des rédacteurs

Denis Davi
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 52

Jean-Michel Lacombe
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 67

Eric Chasco
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 35 66

Daniel Le Faucheur
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 77

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 13

Gilles Lacoste
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 92

Eric Lozinguez
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 31 68

Tann Nguon
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 36

Michel Prat
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 04

Michel Laude
CETE de l'Ouest
DOA
Tel : 02 40 12 83 80

Jacques Billon
CETE de l'Ouest
DOA
Tel : 02 40 12 83 84

Un nouveau rédacteur en chef pour le Bulletin Ouvrages d'Art

Jocelyne Jacob quitte le Sétra et laisse à Nicole Cohen, chargée d'études à la Division des Grands Ouvrages du CTOA, le soin de continuer à faire vivre le bulletin Ouvrages d'Art.

Si vous souhaitez collaborer à cette revue vous pouvez contacter :

Nicole Cohen par téléphone au 01 46 11 31 97

ou envoyer vos textes par mél à : nicole.cohen@equipement.gouv.fr.

BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'études techniques des routes et autoroutes
Bureau de vente • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex
Tél. 01 46 11 31 53 - Fax 01 46 11 33 55

je désire recevoir

exemplaire(s)

Nom et adresse du demandeur :

TITRE

Réf.

Prix unitaire

Prix total

Tél :

Date :

Signature

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 3,50 € pour toute commande inférieure à 20 € et 4,57 € pour toute commande égale ou supérieure à 20 €
Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 7 €

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Sétra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire RIB :

Code banque : 10071 • Code guichet : 92000 • N° de compte : 00001000261 • Clé RIB : 86 • Domiciliation : RGFIN Paris Nanterre

OUVRAGES D'ART CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez ce formulaire ci-dessous à :
Bulletin de liaison OUVRAGES D'ART • Sétra-CTOA (Christine Tardy)
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom :

Service, société :

Adresse :

Tél :

Date :

Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison OUVRAGES D'ART



46 avenue
Aristide Briand
BP 100
92225 Bagneux Cedex
France
téléphone :
33 (0)1 46 11 31 31
télécopie :
33 (0)1 46 11 31 69
internet : [www.setra.
equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr)

Ce bulletin « Ouvrages d'art » est un périodique d'information à l'intention des spécialistes d'ouvrages d'art. Il est destiné à décrire la construction d'ouvrages marquants et à faire connaître des techniques particulières ou innovantes.

Ce bulletin est désormais consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- sur I² (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **P0546** - Prix de vente : **10 €**

L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document

*Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex*

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement

