

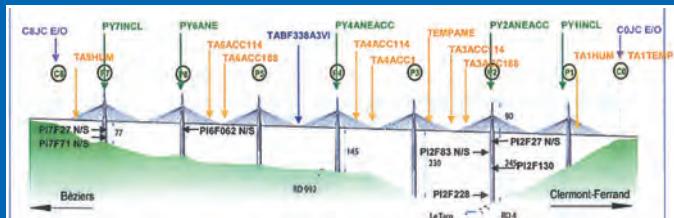
NOVEMBRE 2013 – N° 5

PRIX : 27,44 €

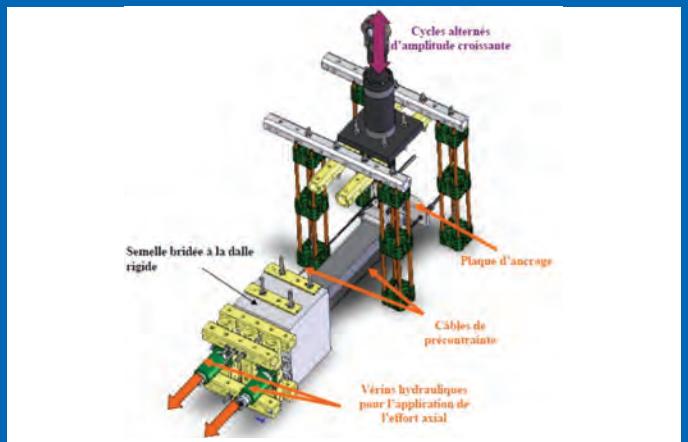
## JOURNÉES TECHNIQUES BIANNUELLES DE L'AFGC - GC'2013

— SUITE DES PRÉSENTATIONS —

### DIX ANNÉES DE MONITORING STRUCTUREL DU VIADUC DE MILLAU



### RENFORCEMENT PARASISMIQUE PAR MÉTIÉRIAUX COMPOSITES



### PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS ET ADAPTATION AU CHANGEMENT CLIMATIQUE DANS LES VILLES-DELTAS

### ÉTUDE DE LA CONCEPTION DES PONTS MIXTES ACIER-BÉTON DANS LE CADRE D'UNE ANALYSE DE CYCLE DE VIE – SYNTHÈSE DU PROJET SBRI

### ORTHODALLE - UN PROCÉDÉ INNOVANT DE RENFORCEMENT DE TABLIER À DALLE ORTHOTROPE : L'EXEMPLE DU PONT D'ILLZACH

### LE DIAGNOSTIC D'OUVRAGES PORTUAIRES ANCIENS

### RENUREMENT ET REMISE EN PEINTURE DES PONTS DU DANCOURT

ISSN : 1270-9840  
CPPAP : 1002T77866

ISBN 978-2-7472-2127-6

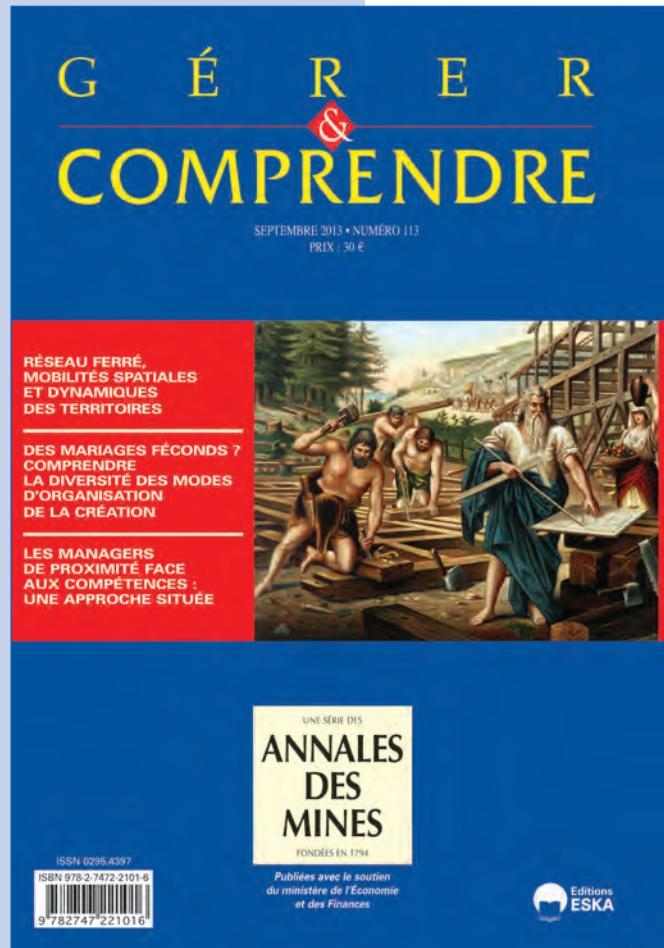


9 782747 221276

# GÉRER & COMPRENDRE

## SOMMAIRE

- RÉSEAU FERRÉ, MOBILITÉS SPATIALES ET DYNAMIQUES DES TERRITOIRES  
Par Pierre MESSULAM et Nacima BARON
- FRAUDE ET INTÉRÊT SOCIAL : LA PROBLÉMATIQUE DE L'ABUS DE BIENS SOCIAUX  
Par Brigitte PEREIRA
- DES MARIAGES FÉCONDÉS ? COMPRENDRE LA DIVERSITÉ DES MODES D'ORGANISATION DE LA CRÉATION  
Par Thomas PARIS
- LA VALEUR APPORTÉE PAR UN RÉSEAU SOCIAL BRICK AND MORTAR : LES POINTS PASSERELLE DU CRÉDIT AGRICOLE  
Par Anne JULIEN
- L'HYBRIDATION DES PRATIQUES DE GRH À L'INTERNATIONAL PAR LE TRUCHEMENT DE L'ETHNICITÉ EN AFRIQUE  
Par Suzanne Marie APITSA
- LES MANAGERS DE PROXIMITÉ FACE AUX COMPÉTENCES : UNE APPROCHE SITUÉE  
Par Damien COLLARD, Nathalie RAULET-CROSET, Régine TEULIER et Jean-Baptiste SUQUET
- RADIOGRAPHIE D'UN PARADIGME DOMINANT : L'ÉCONOMIE ORTHODOXE VUE PAR ANDRÉ ORLÉAN  
Par Daniel FIXARI
- Alain HENRY  
L'ISLAM DEVANT LA DÉMOCRATIE  
À propos du livre de Philippe d'Iribarne, *L'islam devant la démocratie*, Gallimard, 2013.
- Jérôme SAULIÈRE  
SOCIOLOGIE DE L'ÉTRANGER (OU LA REVANCHE DES BREBIS GALEUSES)  
À propos du livre de Norbert Alter, *La force de la différence*, PUF, 2012.



SEPTEMBRE 2013

ISSN 0295.4397

ISBN 978-2-7472-2101-6

## BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions ESKA, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

Je désire recevoir ..... exemplaire(s) du numéro de **Gérer & Comprendre Septembre 2013 - numéro 113 (ISBN 978-2-7472-2101-6)** au prix unitaire de 30 € TTC + 3,50 € de frais d'envoi.

Je joins  un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom ..... Prénom .....

Adresse .....

Code postal ..... Ville .....

ISSN : 1270-9840

SÉRIE BIMESTRIELLE N° 5/2013

(anciennement : *Annales de l'I.T.B.T.P.*,  
*Revue créée en 1948*)

NOVEMBRE 2013

**DIRECTEUR DE LA PUBLICATION**

Serge KEBABTCHIEFF

**RÉDACTION**

*Rédacteur en chef*

François BUYLE-BODIN,  
université de Lille

**Représentant**

**l'Association Française  
de Génie Civil AFGC**

Jean-Marc TANIS (EGIS),  
président du CA  
Bruno GODART (LCPC), président du Comité  
des Affaires Générales

Patrick GUIRAUD (Cimbéton),  
vice-président du CAG  
Thierry KRETZ (SETRA),  
Président du Comité Scientifique et Technique

**Représentant l'Association  
Universitaire de Génie Civil AUGC**

Fabrice GATUINGT  
(ENS Cachan)



Président du CA

Christophe PETIT, président du conseil  
scientifique

Hélène CARRÉ (université de Pau),  
chargée du prix jeunes  
chercheurs René Houpert

**Représentant le LCPC**

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

**Représentant la SMA-BTP et le GIS MRGenCi**  
(maîtrise des risques en génie civil)  
Vincent MELACCA

**Représentant l'Union des Ingénieurs et  
Scientifiques Francophones UISF**

Elie ABSI, président

Gilbert GIACOMONI (École des Mines de Paris),  
responsable des publications

François BOUVIER, ingénieur ECP, architecte  
et urbaniste

**ABONNEMENT :**

<http://www.eska.fr>

Editions ESKA  
12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS  
Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35

**FABRICATION :** AGPA EDITIONS  
4, rue Camélinat - 42000 Saint-Etienne  
Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04  
E-mail : agpaedit@wanadoo.fr

**PUBLICITÉ -** À la rédaction

**IMPRESSION :**

GRAFICAS LIZARRA S.L.  
31132 VILLATUERTA (Navarra)  
ESPAGNE

# sommaire

## éditorial

### Adaptation aux changements climatiques et à de nouveaux usages

Protection contre les inondations et adaptation au changement climatique dans les villes-deltas ..... 9

*P.T.M. DIRCKE, R.H. DOLFSMA*

Étude de la conception des ponts mixtes acier-béton dans le cadre d'une analyse de cycle de vie – Synthèse du projet SBRI ..... 14

*André ORCESI, Ngoc-Binh TA, Yannick TARDIVEL, Noël ROBERT,  
Nicolas HENRY, Christian CREMONA, Damien CHAMPENOY*

### Diagnostic, surveillance et renforcement des structures

Dix années de monitoring structurel du Viaduc de Millau ..... 25

*Sylvestre GALLICE, Hervé LANÇON, Claude SERVANT*

Orthodalle - Un procédé innovant de renforcement de tablier à dalle orthotrope : l'exemple du Pont d'Illzach ..... 39

*Z. HAJAR - M. NOVARIN - C. SERVANT, E. LUANGKHOT, G. GÉNÉREUX,  
D. CHAMPENOY - D. PRYBYLA, D. BITAR, S. FYON - B. HAASMAN*

Le diagnostic d'ouvrages portuaires anciens - Un outil d'aide à la gestion ..... 47

*Bertrand COLLIN, Frédéric CAPPELAERE*

Renforcement parasismique par matériaux composites de poteaux, voiles B.A. et de murs maçonnés : les enseignements du programme ANR « IN.PER.MISE » ..... 55

*P. HAMELIN, E. FERRIER, L. MICHEL, M. QUIERTANT, R. SADONE,  
J.V. HECK, R. SALHAOUI, J. MERCIER, C. TOURNEUR, L. DEMILECamps*

Renforcement et remise en peinture des ponts du Dancourt ..... 65

*Jacques BERTHELLEMY, Olivier CROS*

|                                   |         |
|-----------------------------------|---------|
| abstracts — résumés .....         | 5       |
| annonce de colloques .....        | 75      |
| bulletin d'abonnement .....       | 2       |
| recommandations aux auteurs ..... | couv. 3 |



Photos de couverture : les auteurs  
Crédits photos : les auteurs



# BULLETIN D'ABONNEMENT

*À retourner aux Éditions ESKA*

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom .....

Raison sociale.....

Adresse .....

Code postal ..... Ville ..... Pays .....

Je m'abonne pour l'**année 2013** (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- |  |   |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : <b>242 €</b>  | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : <b>291 €</b>  |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : <b>302 €</b> | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : <b>348 €</b> |

Je joins :  Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA

Un virement bancaire aux Editions ESKA -  
BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

\* 5/2013

## LISTE DES ANNONCEURS

ANNALES DES MINES : 2<sup>e</sup> de couverture

CONEXPO-CON/AGG 2014 : 4<sup>e</sup> de couverture

ANNONCES DE COLLOQUES : RSS 2014 [Rock slope stability / Stabilité des versants rocheux]  
Marrakesh, Maroc - 2 au 4 avril 2014

## éditorial

Les 26 et 27 mars 2013, l'Association Française de Génie Civil a organisé ses journées techniques biennuelles GC'2013 dans le grand amphithéâtre de l'ESTP à Cachan. Le thème de ces rencontres portait sur **les effets du changement climatique sur les ouvrages de génie civil, plus particulièrement en termes de conception, d'adaptabilité et de robustesse.**

Les ouvrages de génie civil constituent un patrimoine essentiel de notre société et sont le support indispensable de la majeure partie de nos activités. Elles doivent assurer la sécurité des usagers et d'une manière plus générale du public, ce qui nécessite que la défaillance de l'un de leurs éléments structuraux ne conduise pas à leur effondrement complet. Ces ouvrages sont confrontés à des sollicitations de plus en plus fortes, notamment vis-à-vis des aléas climatiques. Ils doivent répondre à de nouvelles attentes, en termes d'usage, de performances, et de permanence d'exploitation. Par ailleurs, ce patrimoine vieillit et des problématiques majeures apparaissent pour maintenir les ouvrages en bon état de service et prolonger leur durée de vie dans un contexte budgétaire de plus en plus contraint. Les structures doivent non seulement pouvoir s'adapter à de nouvelles attentes fonctionnelles, mais devront progressivement être en capacité de faire face aux conséquences du changement climatique.

Les journées techniques de l'AFGC ont été organisées en cinq sessions qui ont respectivement traité des matériaux et produits, de l'analyse et prévention des risques, de la conception, résilience et adaptabilité des structures, de l'adaptation aux changements climatiques et à de nouveaux usages, et enfin du diagnostic, de la surveillance et du renforcement des ouvrages. Le présent numéro des Annales du BTP s'inscrit à la suite du numéro 4 des Annales (Réf. : octobre 2013 – n° 4) et publie une seconde partie des communications qui ont été présentées lors de ces journées et qui intéressent particulièrement le lectorat de cette revue. Il convient de mentionner que le choix de ces articles a été particulièrement difficile à opérer compte tenu de la qualité des communications présentées à GC'2013. Nous allons maintenant présenter brièvement les articles retenus dans ce présent numéro dans lequel sont traités les thèmes suivants :

### **ADAPTATION AUX CHANGEMENTS CLIMATIQUES ET À DE NOUVEAUX USAGES**

### **DIAGNOSTIC, SURVEILLANCE ET RENFORCEMENT DES STRUCTURES**

Le premier article présente la protection contre les inondations et l'adaptation au changement climatiques dans les villes-deltas qui se sont regroupées au sein du réseau CDC (Connecting Delta Cities).

Le deuxième article porte sur l'étude et la conception des ponts mixtes acier-béton dans le cadre d'une analyse de cycle de vie, en présentant la synthèse du projet européen SBRI.

Le troisième article dresse le bilan de dix années de monitoring structurel effectué sur le viaduc de Millau.

Le quatrième article décrit un procédé innovant de renforcement de tablier à dalle orthotrope à l'aide d'une dalle en BFUP connectée à la tôle de platelage, avec un premier cas d'application au pont d'Illzach en Alsace.

Le cinquième article présente les études de diagnostic conduites sur des ouvrages portuaires anciens avec deux exemples d'application à la gestion d'un quai céréalier en Charente-Maritime et un appontement pétrolier en Guadeloupe.

Le sixième article résume les principaux enseignements tirés du programme de recherche INPERMISE financé par l'Agence Nationale de la Recherche sur le renforcement parasismique de poteaux et voiles en béton armé et de murs en maçonnerie par matériaux composites.

Le dernier article décrit les différents renforcements et la remise en peinture des ponts du Dancourt à Donchery sur l'autoroute A34 entre Charleville-Mézières et Sedan.

Pour conclure cet éditorial, je souhaiterais remercier l'éditeur des Annales du BTP pour l'occasion qu'il nous donne de diffuser à un public plus large certaines communications présentées lors des journées d'étude GC'2013 de l'AFGC.

**Bruno GODART**  
**Président du Comité des Affaires Générales de l'AFGC**

---

*La première partie de ce numéro est publiée dans le n° 4.*

# résumés — abstracts

## **ADAPTATION AUX CHANGEMENTS CLIMATIQUES ET À DE NOUVEAUX USAGES**

### **PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS ET ADAPTATION AU CHANGEMENT CLIMATIQUE DANS LES VILLES-DELTAS**

Ir. P.T.M. DIRCKE, Ing. R.H. DOLFSMA

Les villes situées dans des deltas doivent faire face à la conjugaison de plusieurs phénomènes qui mettent en danger leur existence même : montée des eaux due au réchauffement climatique, augmentation des risques de tempêtes et d'ouragans, affaissement du sous-sol, accroissement des populations. Pour faire face à cette situation, des actions très importantes d'aménagement urbain et de protection devront être entreprises dans les décennies à venir.

Le réseau « Connecting Delta Cities » regroupe sous la houlette de Rotterdam les grandes agglomérations concernées à travers le Monde, et constitue un forum d'échange de connaissances et d'expériences.

### **FLOOD PROTECTION AND CLIMATE ADAPTATION IN DELTA CITIES**

*Cities located in deltas are facing the combination of phenomenon endangering their future : waters raising due to global warming, increased hurricane and storms risks, soil subsidence and increasing population. To face this situation, large urban planning action and protection works will be needed shortly.*

*“Connecting Delta Cities”, a network of such large cities across the World, was created under the leadership of the city of Rotterdam, to exchange knowledge and share experience.*

## **ÉTUDE DE LA CONCEPTION DES PONTS MIXTES ACIER-BÉTON DANS LE CADRE D'UNE ANALYSE DE CYCLE DE VIE – SYNTHÈSE DU PROJET SBRI**

André ORCESI, Ngoc-Binh TA, Yannick TARDIVEL, Noël ROBERT, Nicolas HENRY, Christian CREMONA, Damien CHAMPENOY

Lancé en 2009 et achevé en juin 2012, le projet européen SBRI propose une évaluation globale de la conception d'ouvrages d'art mixtes acier-béton selon des critères environnementaux, économiques et performantiels. Ce projet, financé par le Fond Européen de Recherche sur le Charbon et l'Acier, considère l'ensemble du cycle de vie des structures, depuis leur construction jusqu'à leur fin de vie, afin de fournir des résultats dans une perspective de développement durable. Les outils d'évaluation mis au point reposent sur une large base de données en lien avec la construction et la gestion des ouvrages et proposent plusieurs scénarios de stratégies de maintenance sur le cycle de vie des structures. Divers cas d'étude sont considérés (incluant différents types d'ouvrages autoroutiers, passages inférieurs ou supérieurs, sur une large gamme de portées) pour illustrer les notions d'analyse de cycle de vie. L'approche combinant une analyse de la performance des ouvrages, des coûts

de cycles de vie, et de l'impact environnemental induit par la gestion des ouvrages permet d'élaborer des recommandations pour les concepteurs et les gestionnaires d'ouvrages. Les méthodologies développées permettent finalement d'optimiser le choix de solutions de conception.

### **LIFE-CYCLE ANALYSIS OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGE CONSTRUCTION - CONCLUSIONS OF THE SBRI PROJECT**

*Launched in 2009 and ended in June 2012, the European project SBRI proposes a holistic approach applied to steel-composite bridges by combining analyses of life-cycle assessment, life-cycle cost and life-cycle performance. This project, carried out with a financial grant of the research program of the Research Fund for Coal and Steel, considers an entire lifespan from the construction to the demolition of a bridge, under the perspective of sustainability. A valuable collection of data for bridge construction and management is obtained and a life-cycle scenario is described including maintenance strategies. A comparison by case studies (including medium and long span motorway bridges and crossings of motorways) is proposed to illustrate the concepts of life-cycle analysis. Combining LCA, LCC and LCP in a holistic approach leads to recommendations for bridge evaluation by designers and authorities. The proposed framework finally enables to optimize the choice of the design solution by considering economic, environmental, and performance constraints.*

## **DIAGNOSTIC, SURVEILLANCE ET RENFORCEMENT DES STRUCTURES**

### **DIX ANNÉES DE MONITORING STRUCTUREL DU VIADUC DE MILLAU**

Sylvestre GALLICE, Hervé LANÇON,  
Claude SERVANT

Le système de suivi et d'instrumentation du viaduc de Millau a été conçu par une équipe d'experts déjà impliqués dans les études de la structure de l'ouvrage. Avec le maître d'ouvrage, ils ont fixé des objectifs et des priorités. La gestion des données ainsi que la surveillance et la maintenance du système ont également été étudiées. Après avoir décrit le programme de suivi, les résultats des premières années d'exploitation de l'ouvrage sont présentés. Il y a lieu de rappeler que les enregistrements et le traitement des mesures pour les différentes phases de la construction et pour les opérations de réception de l'ouvrage ont déjà fait l'objet de deux articles dans le N° 868 de janvier 2010 de TRAVAUX.

### **TEN YEARS OF STRUCTURAL MONITORING OF MILLAU VIADUCT**

*The Millau viaduct monitoring and instrumentation system was designed by a team of experts already involved in structural engineering of the bridge. With the client, they set objectives and priorities. Data management and system monitoring and maintenance were also examined. After describing the monitoring program, the results are presented for the first few years' operation of the structure. As a reminder, measurement recording and processing for the various construction phases*

*and for the bridge acceptance operations has already been dealt with in two articles in issue No. 868 of TRAVAUX in January 2010.*

## **ORTHODALLE : UN PROCÉDÉ INNOVANT DE RENFORCEMENT DE TABLIER À DALLE ORTHOTROPE - L'EXEMPLE DU PONT D'ILLZACH**

Z. HAJAR, M. NOVARIN, C. SERVANT,  
E. LUANGKHOT, G. GÉNÉREUX, D. CHAMPENOY,  
D. PRYBYLA, D. BITAR, S. FYON, B. HAASMAN

La solution technique pour le projet de réparation du pont de la RD201 sur le canal de Huningue à Illzach est issue du programme de recherche ORTHOPLUS (Projet ANR).

L'objectif principal du projet de recherche ORTHOPLUS piloté par le SETRA était de mettre au point les outils théoriques et méthodologiques de prise en compte de l'épaisseur et de la nature du revêtement dans le calcul en fatigue d'un tablier métallique à dalle orthotrope. Ces outils ont ainsi été utilisés dans un second temps pour optimiser les revêtements bitumineux épais existants et pour développer une solution innovante de revêtement mince en béton fibré à ultra-hautes performances (procédé ORTHODALLE).

Ce procédé, déclaré lauréat de la Charte Innovation Routière 2010, a été expérimenté sur un ouvrage en service, à Illzach près de Mulhouse. Le tablier de cet ouvrage est constitué de poutres latérales de type WARREN de 106 mètres de longueur encadrant un platelage de type orthotrope. Les dégradations constatées portaient essentiellement sur le platelage à la jonction auget-pièce de pont alors que les poutres porteuses principales étaient en bon état de conservation. De ce fait, la solution de réparation la plus appropriée consiste à accroître fortement la rigidité du platelage supérieur en lui connectant une dalle mince en BFUP. L'inertie étant sensiblement accrue, les efforts de flexion longitudinale sont filtrés par le revêtement en BFUP et les contraintes à la jonction auget-pièce de pont sont ainsi notablement réduites. Cette solution a été appliquée en combinant la préfabrication et le clavage en place des éléments préfabriqués. La mise en œuvre de ce nouveau procédé est accompagnée d'une instrumentation fine du tablier, de façon à s'assurer du bon comportement dans le temps de l'ouvrage réparé sous circulation routière.

Le procédé ORTHODALLE, expérimenté avec succès sur le pont d'Illzach au cours de l'été 2011, a reçu le Label IVOR (Innovation Validée sur Ouvrage de Référence), attribué par le comité d'Orientation du Réseau Génie Civil & Urbain lors de la séance du 4 Juin 2012.

## **ORTHODALLE : AN INNOVATIVE SOLUTION FOR STRENGTHENING ORTHOTROPIC DECKS USING UHPFRC - THE ILLZACH BRIDGE**

*The technical solution (Orthodalle process) for the repair of the bridge on the local road RD201 over the Huningue canal in Illzach, near Mulhouse, Eastern France, was derived from the Orthoplus research program initiated in November 2006 by the French national research agency. The main objective of the Orthoplus research project coordinated by Sétra (French Highways Technical Agency) was to develop theoretical and methodological resources for taking account of the thickness and type of the road overlay when calculating the fatigue strength of a steel bridge with an orthotropic deck. These resources were then used to develop an innovative thin wearing course made with Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC).*

*The Orthodalle process uses the strength and durability properties of UHPFRC to extend the service lifetime of existing orthotropic slabs or more generally steel-frame structure. Declared the winner of the 2010 Road Innovation charter award, this innovative solution was experimented by Eiffage TP on Illzach Bridge, whose orthotropic deck showed major disorders. The repair solution involved local stiffening of the deck by rigidly connecting it to a thin slab made in BSI®, the UHPFRC developed by Eiffage TP, this slab being mostly composed of precast elements connected by cast-in place BSI® keying.*

*This paper presents the design, implementation and monitoring of this innovative repair, after more than one year of operation and associated follow-up investigations.*

## **LE DIAGNOSTIC D'OUVRAGES PORTUAIRES ANCIENS UN OUTIL D'AIDE À LA GESTION**

Bertrand COLLIN, Frédéric CAPPELAERE

Les gestionnaires d'ouvrages portuaires anciens doivent faire face à plusieurs problèmes : vieillissement des structures, risques environnementaux, maintien du niveau de service, adaptation des structures à de nouveaux équipements portuaires et à de nouveaux navires. L'évaluation de l'état et du comportement des structures est donc un élément essentiel d'aide à la décision quant aux choix stratégiques, techniques et économiques à opérer pour assurer la continuité de l'exploitation.

Cette évaluation passe par la réalisation d'un diagnostic qui doit fournir à l'exploitant les éléments objectifs lui permettant d'opérer ces choix.

La présentation de deux études représentatives réalisées sur deux ouvrages anciens – un quai céréalier à La Rochelle et un appontement pétrolier à la Guadeloupe – permet d'illustrer la démarche du diagnostic à partir de deux exemples concrets. Dans chacun de ces deux exemples, la problématique du gestionnaire est exposée, et les moyens et méthodes utilisés pour y répondre sont présentés.

Les conclusions issues de ces études de diagnostics sont ensuite commentées, en s'attachant à relier ces cas particuliers à des problématiques plus larges de maintien en exploitation de structures vieillissantes et parfois endommagées, et en proposant des méthodes de suivi globales qui intègrent les développements les plus récents dans le domaine de l'évaluation des structures.

## **DIAGNOSTIC OF EXISTING PORT AND MARITIME STRUCTURES AN HELPFULL TOOL FOR PORT MANAGERS**

*The managers of existing maritime port structures have to face several issues: ageing of structures, environmental risks, maintenance, adaptation to new equipments and new vessels. The assessment of structures condition is therefore a critical element to help managers to make the proper decisions to ensure a continuous exploitation and to avoid exploitation losses.*

*This assessment is done through a diagnosis which aims to give the objective elements to make the proper choices.*

*After a general presentation, the diagnosis issues are illustrated by the presentation of real studies on a grain dock in La Rochelle and an oil wharf in Guadeloupe Island. In each of these studies, managers' issues are exposed, and the means and methods used to address them are presented.*

*The conclusions of these diagnoses are then commented, with a focus on linking these specific cases to broader issues and pointing on the difficulties for the assessment and refurbishing of old structures.*

# **RENFORCEMENT PARASISMIQUE PAR MATERIAUX COMPOSITES DE POTEAUX, VOILES BA ET DE MURS MAÇONNÉS : LES ENSEIGNEMENTS DU PROGRAMME ANR : IN.PER.MISE.**

P. HAMELIN, E. FERRIER, L. MICHEL,  
M. QUIRTANT, R. SADONE, J.V. HECK,  
R. SALHAOUI, J. MERCIER, C. TOURNEUR,  
L. DEMILECamps

L'objectif du programme IN.PER.MISE porte sur la recherche et le développement de procédés constructifs innovants valorisant l'utilisation de composites carbone-époxy pour assurer le renforcement et la mise en conformité d'ouvrages existants en béton armé ou maçonnes sous l'action de sollicitations accidentelles de type sismique modifiées depuis 2011 par la révision de la carte des aléas sismiques au plan national. Il a consisté à développer et à valider des méthodes expérimentales nouvelles adaptées à la caractérisation des mécanismes de transfert de charge entre composite et substrat et à l'analyse du comportement d'éléments de structures de référence (poteaux, voiles, murs maçonnes) sollicités en flexion composée. Les gains de performances en terme de résistance, ductilité, énergie de déformation ont pu être étudiés de façon comparative en fonction des différents procédés constructifs par l'identification d'indices performants adaptés. L'efficacité de ces technologies de renforcement et de mise en sécurité des ouvrages existants a pu être démontrée. L'expertise des systèmes de réhabilitation les plus performants confirme qu'il est possible, par des évolutions conceptuelles à caractère technologique guidées par la compréhension des modes d'endommagement et de ruine, de faire encore progresser la fiabilité de ces procédés.

Le transfert de charge entre composite et substrat (béton ou maçonnerie) ainsi que la connexion entre éléments de structure (ex. mur/semelle) ont été améliorés en résistance et en déformation ultime par le développement de procédés constructifs innovants consistant à améliorer l'ancrage des renforts composites collés, par l'ajout de micro-mèches, de mèches d'ancrage grande profondeur (mèche à chas) ou le formage d'ancrages crénelés continus en extrémité de lamelle carbone (renforts pultrudés). L'expérimentation de structures « modèles » (poteaux, voiles, murs maçonnes) non renforcés et renforcés sollicités en flexion composée sous des chargements horizontaux cycliques de niveaux progressifs ont permis de valider l'identification d'indicateurs de performance permettant la comparaison des différents procédés constructifs. L'analyse des mécanismes d'endommagement et de ruine pour chaque type de structure a permis d'établir les limites de validité des méthodes de dimensionnement existantes.

Les capacités de renforcement par composites des ouvrages existants vis-à-vis de sollicitations accidentelles ou extrêmes (séisme, choc, explosion) ont été confirmées. L'importance des conditions d'exécution et de mise en œuvre de ces renforts pour atteindre les niveaux de performances souhaités a une nouvelle fois été soulignée. Les principaux leviers identifiés permettant d'assurer la tenue sismique des éléments porteurs concernent d'une part l'amélioration significative des conditions d'ancrage et de transfert de charge entre renforts composites et substrats (béton, blocs maçonnes) et d'autre part, l'optimisation des procédures de drapage ou de collage des renforts sur les éléments structuraux en fonction de différents critères considérant les gains de résistance à la traction, au cisaillement mais aussi l'aptitude à la déformation par un contrôle des courbures pilotées par la fissuration ou le contrôle des rotations au niveau des conditions de liaison. La nécessité d'assurer les gains de résistance, de ductilité, de dissipation énergétique en fonction de

la température (conditions d'incendie souvent associées aux dégradations sismiques) ont ouvert une nouvelle orientation de recherche visant à substituer aux composites à matrices polymères, des textiles techniques imprégnés par des matrices minérales (TRC). Cette orientation est soutenue par deux pôles de compétitivité (Techteria, Plastipolis) et fait l'objet de programme de recherche FUI et d'actions européennes dans le cadre du RILEM.

## **STRENGTHENING AND RETROFITTING OF EXISTING STRUCTURES MADE OF REINFORCED CONCRETE OR MASONRY UNDER THE ACTION OF SEISMIC LOADING: RESEARCH PROJECT IN.PERMISE**

*The objective of this program is on research and development of innovative construction methods promoting the use of carbon-epoxy composite to ensure the strengthening and retrofitting of existing structures in reinforced concrete or masonry under the action of accidental seismic loading type changed since 2011 by the revision of the national seismic hazard map. The project has been develop and validate new experimental methods for characterizing the mechanisms of load transfer between substrate and composite and analysis of the behavior of reference structural elements (columns, walls, masonry walls) loaded by flexure and compression. Performance gains in terms of strength, ductility, and strain energy have been studied comparatively for the different construction processes by identifying suitable performance-oriented indices. The effectiveness of these technologies to strengthen security and development of existing structures could be demonstrated. The expertise of rehabilitation systems confirms that it is possible to improve the existing strengthening system based on anchorage system development.*

*Development and validation of experimental methods allow, across the material, to optimize the load transfer between substrate and composite and at the scale of the structure to improve strength and ductility. The load transfer between substrate and composite (concrete or masonry) and the connection between structural elements (eg wall / basement) were improved in strength and ultimate strain by the development of innovative construction methods of improving the anchoring reinforcements bonded composite, by the addition of micro-strands, roving anchoring depth or forming anchorage crenellated continuous strip carbon end (pultruded reinforcements). The experimental structures of "models" (columns, walls, masonry walls) unreinforced and reinforced solicited in bending under horizontal cyclic loads of progressive levels were used to validate the identification of performance indicators for comparing different constructive methods. Analysis of damage mechanisms and decay for each type of structure has established the limits of validity of existing design methods.*

*Capacity of FRP retrofitted building under accidental or extreme loads (earthquakes, shock, and explosion) were confirmed. The importance of implementation and workability of these reinforcements to achieve the desired performance levels once again has been highlighted. The main point outline by the project was to ensure the seismic resistance of the bearing elements included action on the significant improvement of anchorage and load transfer between reinforcements and composite substrates (concrete, masonry blocks) and secondly, optimization procedures draping or gluing on the reinforcements on structural elements according to various criteria whereas tensile strength gains, shear but also the ability to control the deformation, cracking or rotation control at the level of target safety level. The need to ensure gains strength, ductility, energy dissipation as a*

*function of temperature (fire conditions often associated with seismic damage) opened a new direction of research to replace the polymer matrix composites, textiles Technical impregnated by mineral matrices (TRC). This orientation is supported by two clusters (Techterra, Plastipolis) and is the subject of research programs FUI and European equities as part of RILEM.*

## **RENFORCEMENT ET REMISE EN PEINTURE DES PONTS DU DANCOURT**

Jacques BERTHELLEMY, Olivier CROS

Des travaux importants et à caractère très innovant ont été menés à bien pour prolonger la durabilité des deux ponts d'une autoroute française fréquentée par une circulation lourde depuis 40 ans. La structure des ponts a été renforcée pour prolonger leur résistance en fatigue :

- Soudage d'une tôle inclinée continue à l'extérieur des poutres de rive pour augmenter la sécurité à l'ELU et la robustesse en fatigue,
- Application de techniques de parachèvement par refusion TIG sur les goussets,
- Collage de fibres de carbone sur semelle inférieure des poutres principales aux extrémités des semelles additionnelles existantes. Le module d'élasticité de ces fibres doit être élevé et atteint 400 000 MPa.

Par ailleurs, une option innovante mixte de décapage-avivage s'est avérée plus économique que le décapage complet traditionnel.

## **STRUCTURAL RETROFIT AND REFURBISMENT OF THE CORROSION PROTECTION AT THE DANCOURT MOTORWAY BRIDGES**

*Important works of very innovative character were brought to a successful conclusion to improve the durability of the bridges decks of a French motorway carrying heavy traffic since 40 years. The structure of the bridges was strengthened to extend their fatigue resistance :*

- *Addition of a continuous welded steel plate tilted outside of the side beams to increase the safety at the ULS and the robustness in fatigue,*
- *Metal improvement with TIG refusion of the gussets were performed,*
- *Sticking of carbon fibres on lower steel flanges of the main beams at the extremities of the existing additional plates. These fibres need a high Young modulus of 400 000 MPa*

*In addition, a mixed innovative option of complete-partial sandblasting has proved more economic than the usual complete sandblasting cleaning method.*

# **PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS ET ADAPTATION AU CHANGEMENT CLIMATIQUE DANS LES VILLES-DELTAS**

---

**Ir. P.T.M. DIRCKE\*, Ing. R.H. DOLFSMA\*\***

\* Université des Sciences Appliquées de Rotterdam – ARCADIS  
piet.dircke@arcadis.nl  
\*\* ARCADIS  
rene.dolfsma@arcadis.nl

---

## **INTRODUCTION**

On estime que d'ici le milieu de ce siècle, la majorité de la population mondiale vivra dans les zones urbaines qui sont dans ou à proximité des deltas, des estuaires ou des zones côtières. Ces zones sont toutes vulnérables à l'élévation du niveau de la mer et aux autres impacts du changement climatique, avec des millions de personnes exposées aux risques d'inondations et de tempêtes extrêmes. Dans le même temps, beaucoup de ces villes souffrent d'affaissement, et il est également prévu que la fréquence, l'intensité et la durée des précipitations extrêmes vont augmenter, ainsi que la fréquence et la durée des périodes de sécheresse. En conséquence de ces différentes évolutions (combinaison et accélération du développement urbain, de l'affaissement et du changement climatique), on s'attend à l'augmentation de la vulnérabilité de ces villes-deltas dans les années et décennies à venir. Cette vulnérabilité sera

aggravée par le déplacement des populations vers les zones urbaines des deltas, et le développement d'infrastructures portuaires et industrielles dans ces zones.

## **LE RÉSEAU « CONNECTING DELTA CITIES » (CDC)**

Comment protéger durablement ces zones de deltas urbanisées contre les impacts futurs du changement climatique, pour qu'elles conservent un environnement urbain attrayant et une économie saine et robuste, tout en respectant l'environnement ? Tels sont les défis que de nombreuses villes-deltas dans le monde, comme New-Orleans, New-York, Rotterdam, Bangkok, Jakarta et Ho Chi Minh-Ville ont à traiter. Une des façons d'y faire face est de partager leurs connaissances avec les autres villes-deltas du

réseau CDC. Ce réseau se compose d'une quarantaine de villes qui sont en pointe pour l'adaptation au climat, avec l'objectif d'échanger des connaissances dans ce domaine et de partager leurs bonnes pratiques. Rotterdam a pris la tête de cette initiative, à laquelle se sont jointes des villes comme New-York, Jakarta, Londres, Ho Chi Min City, New-Orleans, Tokyo et Hong-Kong. D'autres villes ont manifesté leur intérêt où sont sur le point de rejoindre CDC : entre autres Shanghai, Copenhague, Melbourne, Manille, Vancouver et Buenos Aires.

## NEW-ORLÉANS

La Nouvelle Orléans est actuellement la ville-test pour les villes-deltas. En 2005, l'ouragan Katrina a détruit les digues et submergé le système de protection, inondant 80% de la ville et forçant pratiquement toute la population à une évacuation prolongée. Cinq ans plus tard, la plate-forme pétrolière « Deepwater Horizon » de BP a explosé au sud de la ville, en libérant un flot de pétrole depuis le fond de l'Océan, bouleversant l'équilibre fragile des zones côtières marécageuses (palétuviers), essentiel pour l'économie et la culture régionales.

La Nouvelle-Orléans, sans aucune protection après Katrina, avait besoin d'une remise en état et d'une amélioration rapide du système de protection, et a décidé de mettre en place un système de murs de béton, de digues et de barrières anti-tempêtes. Le « US Army Corps of Engineers »(USACE), responsable de la protection contre les inondations de la Nouvelle-Orléans, a décidé la construction avant le 1<sup>er</sup> juin 2012 d'un système de maîtrise des risques d'ouragan, offrant un niveau de protection basé sur la tempête centennale. ARCADIS, société internationale d'ingénierie ayant son origine en Hollande, a été l'une des entreprises retenues pour assister le « Corps » dans cette tâche gigantesque. Les ingénieurs hollandais et américains d'ARCADIS ont travaillé conjointement pour la conception et la construction de digues, de murs de protection, de stations de pompage et de barrières anti-tempêtes pour protéger la Nouvelle-Orléans. Lorsque l'ouragan Isaac a frappé, durant l'été 2012, la Nouvelle-Orléans était prête pour cela. Bien que Isaac ait provoqué d'importantes inondations dans le delta du Mississippi et des vents très élevés, le système de réduction des risques mis en place a été tout à fait efficace.

Mais dans le même temps, la ville se bat pour la reprise économique et a besoin d'une identité attractive comme ville-delta. Et le delta du Mississippi souffre d'affaissement, de la perte ou de la dégradation de zones humides, des pollutions de pétrole et d'autres interventions humaines. Le système de réduction des risques étant maintenant en place, des architectes, urbanistes, paysagistes et ingénieurs américains et hollandais, travaillent actuellement ensemble, dans le cadre de « dialogues hollandais », sur le développement d'un nouveau système de gestion durable de l'eau en milieu urbain pour la Nouvelle-Orléans, qui non seulement protège les citoyens contre l'eau, mais crée aussi une relation positive à cet environnement en développant un « urbanisme de delta ».

Résultant des interactions prolongées entre les ingénieurs, urbanistes, paysagistes, et experts en hydrogéologie hollandais et leur collègues américains, les « dialogues hollandais » découlent de la conviction des participants que la Nouvelle-Orléans ne peut survivre, prospérer et croître que si elle repart sur des bases solides, avec « safety first » comme premier principe de la gestion de l'eau. « Vivre avec l'eau » est devenu récemment un deuxième principe, corollaire de la politique néerlandaise. Les deux principes, « safety first » et « vivre avec l'eau » sont essentiels pour un avenir durable, solide et sûr pour la Nouvelle-Orléans.

## NEW YORK

Avec près de 2400 km de littoral, le développement historique de New York a toujours été lié à la mer. Quatre des cinq arrondissements de New York sont situés sur des îles : Manhattan, Staten Island, Brooklyn et Queens ; seul le Bronx est reliée au continent. De nombreux ponts et tunnels relient les îles à la partie continentale des Etats de New York et du New Jersey. Avec sa position stratégique sur la côte Est des Etats-Unis, et avec son port bien abrité dans l'estuaire de l'Hudson, cette ville historique est devenue l'une des plus importantes du monde.

Les rapports publiés récemment par le « New York City panel on climate change »(NPCC) ont indiqué que le changement climatique peut représenter un défi pour le développement de New York, compte tenu des risques d'élévation du niveau de la mer et de renforcement des inondations. Le NPCC déclare que New York est vulnérable aux tempêtes côtières, associées soit à des ouragans de fin d'été ou d'automne, soit à des cyclones tropicaux dans la période hivernale (« Nor'easters »).

Une grande partie de la ville de New York et de la région environnante est à moins de 3 m au-dessus du niveau moyen de la mer, et l'infrastructure dans ces régions est vulnérable aux inondations côtières. Une inondation centennale pourrait produire une montée des eaux de 3m dans le port de New York et le long de la côte sud de Long Island. Une telle montée est en général plus susceptible d'être causée par un ouragan que par un « nor'easter » hivernal. Toutefois les ouragans se produisent beaucoup moins fréquemment que les « nor'easters » qui couvrent une superficie beaucoup plus grande, peuvent durer plusieurs jours et peuvent causer des dommages considérables, même si leurs vitesses de vent sont inférieures à celles des ouragans qui se déplacent rapidement. A certains endroits la combinaison des « nor'easters » et des grandes marées successives porteront l'inondation plus à l'intérieur. Comme l'ont montré les événements qui ont suivi l'ouragan Sandy, la combinaison d'un ouragan avec une tempête intérieure pose une menace encore plus grande sur New York, avec des inondations tout le long des côtes de New York et du New Jersey, avec une montée des eaux de 4,40 mètres à Battery Park, entraînant d'importantes inondations à Manhattan.

Beaucoup de chemins de fer et d'entrées de tunnels de la région, ainsi que certains éléments des principaux aéroports de New York, se trouvent à des altitudes de 3 m au-

dessus du niveau de la mer ou moins. L'élévation du niveau de la mer et des niveaux d'inondation de seulement un à deux pieds (30 à 60 cm) au-dessus du niveau qui a eu lieu lors de Sandy, mais aussi par exemple au cours de la « nor'easter » d'hiver de décembre 1992, peuvent placer les infrastructures de transport de la zone situées à basse altitude sous un risque accru d'inondation. Dans la région métropolitaine de la côte Est (MEC – Metropolitan East Coast), les plages et les îles-barrières se resserrent ou se déplacent vers la terre, en partie en raison de l'élévation du niveau de la mer en cours ainsi que de l'affaissement du sol. L'élévation accélérée du niveau de la mer va intensifier le rythme et l'ampleur de l'érosion côtière. Alors que l'élévation du niveau de la mer est évidemment un facteur important, l'érosion des plages est souvent renforcée par les activités humaines.

Une mesure possible à long terme pourrait être la construction de barrières fermant les chenaux de navigation entre le Port de New-York et la mer. New York étant située dans l'ensemble sur des terrains plus élevé que les autres villes-deltas, les urbanistes de cette ville ont plus de temps devant eux pour examiner les options pour la protection contre les inondations. Les problèmes liés aux impacts du changement climatique à New York dans 50 à 100 ans sont à certains égards similaires à ceux des villes européennes aujourd'hui. Par conséquent, on peut apprendre beaucoup de l'expérience européenne avec les barrières anti-tempêtes avant de prendre des mesures, mais Sandy était un avertissement pour la ville de New York de ne pas attendre trop longtemps.

La conception des barrières de New York et le choix leurs emplacements requièrent des analyses coûts-avantages complètes sur la base du niveau de protection souhaité. Compte tenu du niveau relativement élevé du terrain dans tous les secteurs la protection contre certains niveaux d'inondation pourrait être obtenue avec une combinaison de mesures locales (comme les murs d'inondation), de logements résilients, de résilience communautaire et de plans d'évacuation. Les barrières ne suffiraient pas à protéger contre les dommages intérieurs importants dus au vent et à la pluie qui accompagnent souvent les cyclones dans la région de New York, et ne protégeraient pas ceux qui vivent à l'extérieur des barrières.

Les emplacements possibles pour les barrières comprennent le Détroit de Verrazano, qui est le canal principal de navigation, reliant la Baie de New York et Port Elizabeth (NJ) à l'océan Atlantique. D'autres emplacements possibles comprennent la partie haute de l'East River, pour éliminer les inondations trouvant leur origine dans l'ouest de « Long Island Sound », le Chenal « Arthur Kill » derrière Staten Island, et un système de barrière externe plus ambitieux allant de Sandy Hook (NJ) à Far Rockaway (Long Island). Cette dernière approche est conforme au « Delta Works design », en raccourcissant la longueur du littoral qui doit être protégé, et en permettant la sauvegarde de l'aéroport JFK et des communautés situées dans le nord du New Jersey et de Jamaica Bay. Cela permettrait d'éliminer la nécessité de barrières pour le Détroit de Verrazano et le Chenal Arthur Kill, et assurerait la protection des arrondissements extérieurs de Brooklyn et Queens, d'autres collec-

tivités du Nord NJ, de Jamaica Bay et de l'aéroport JFK, mais aurait un impact significatif sur l'environnement, en particulier sur les Parcs Nationaux Maritimes situés à proximité.

Le concept d'une barrière fermant les détroits et chenaux pour protéger New-York et le New-Jersey urbanisé a été développé en suivant une approche systématique. Les fonctions et les exigences de la barrière ont été déterminées. Les fonctions importantes sont: retenir la montée des eaux en cas de tempête, permettre le passage des navires dans des conditions normales et permettre l'écoulement des marées dans la baie du Port de New York. Une ouverture de 260 mètres est nécessaire pour permettre aux plus grands navires de passer ; le niveau du seuil de cette porte est de 20 mètres au-dessous du niveau moyen de l'eau. Une section supplémentaire 9300 m<sup>2</sup> mouillés est considérée comme suffisante pour le courant de marée.

Plusieurs options de conception ont été prises en compte, y compris les portes-secteurs, des portes levantes et des portes à clapets. La combinaison d'une large porte-secteur coulissante avec dix-huit portes levantes a été sélectionnée. Ce choix est basé sur l'expérience des barrières anti-tempêtes des Pays-Bas et sur la combinaison des avantages des différents types de barrière. La fiabilité et l'entretien sont des critères importants pour la sélection.

L'emplacement choisi pour l'étude préliminaire d'une barrière anti-tempête est situé à un demi mile au nord du Pont de Verrazano. Ce lieu présente de nombreux avantages concernant la profondeur du canal, les structures adjacentes et la longueur de la fermeture. La hauteur des portes est seulement légèrement au-dessus du niveau d'eau maximum de 8,5 mètres au-dessus du niveau moyen, permettant le franchissement des vagues pendant la tempête. Cette limitation de la hauteur permet la limitation concomitante des coûts. Ceci est possible du fait de la présence d'un grand bassin derrière la barrière. Le franchissement des vagues ajoute deux pieds d'eau dans le bassin, ce qui est acceptable si les barrières sont fermées suffisamment tôt. Le coût de la barrière anti-tempête a été grossièrement estimé à 6,5 milliards US \$. Une réduction significative est possible si la section transversale mouillée peut être réduite.

Cette conception d'un barrage anti-tempête dans le détroit de Verrazano a été présentée comme une contribution au débat sur la façon de faire face aux risques croissants d'une inondation à New York, compte tenu de l'impact attendu du changement climatique et de l'expérience des Pays-Bas qui a montré que l'investissement dans la protection contre les inondations est un bon investissement.

## ROTTERDAM

Rotterdam, l'un des plus grands ports du monde, est situé au cœur du delta néerlandais. La ville est en grande partie en dessous du niveau de la mer (jusqu'à 20 pieds) et la ville ainsi que la zone de basse altitude autour d'elle sont protégées contre la mer par un système complexe et étendu de digues, barrages, barrières et portes: le célèbre « Dutch Delta Works », établi après la désastreuse inondation de



*Projet de barrière dans le détroit de Verrazano*

1953 au cours de laquelle près de 2.000 citoyens néerlandais sont morts noyés. Aujourd’hui, Rotterdam, ville portuaire ouverte sur la mer, est néanmoins une ville sûre, avec un niveau de protection de 1/10.000. Le système d’eau en milieu urbain est bien conçu et planifié et l’urbanisme prend en compte aussi bien les défis de la vie près de l’eau que les potentiels qui y sont associés. Les défis de l’eau et de l’aménagement du territoire urbain sont entièrement intégrés.

Comme toutes les villes-deltas Rotterdam est aux prises avec les impacts du changement climatique, et en particulier avec l’élévation du niveau de la mer et l’évolution des débits des rivières. La première priorité est la sécurité de la ville. Les digues urbaines existantes, traversant en partie le cœur de la ville, seront renforcées et surélevées si nécessaires, souvent d’une manière très innovante et créative, par exemple avec le développement des digues en «marches d’escalier», ainsi que des digues multifonctionnelles. De plus des bâtiments adaptés au changement climatique, et des communautés de maisons amphibiennes, voire flottantes, sont à l’étude. Une opportunité importante pour faire face au changement climatique réside dans la trans-



*« Dutch Delta Works »*



Digue multifonctionnelle

formation d'anciennes zones portuaires en nouveaux quartiers adaptés au changement, en plein cœur du centre-ville. Le projet du Port de Rotterdam vise au réaménagement de près de 1.000 hectares, l'un des plus grands projets de ce type en Europe. Un des principaux facteurs sera le développement des connaissances et le développement des affaires dans le domaine de l'eau, du changement climatique et de la durabilité. Ce développement de la connaissance est nécessaire parce que nous devons apprendre à faire face au changement climatique dans les meilleures conditions et à développer les meilleures pratiques, mais aussi éduquer la prochaine génération de gestionnaires de l'eau et du climat.

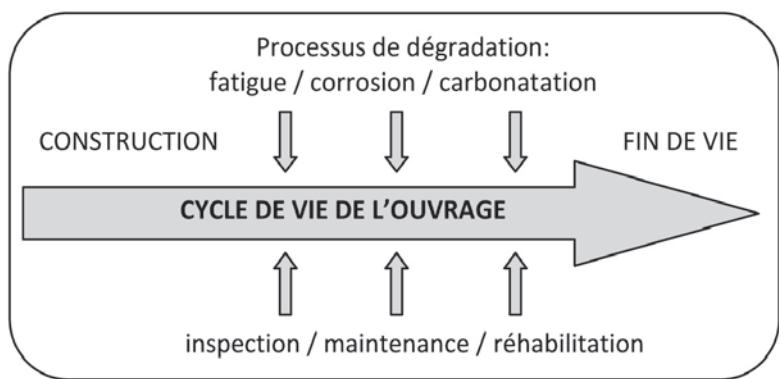
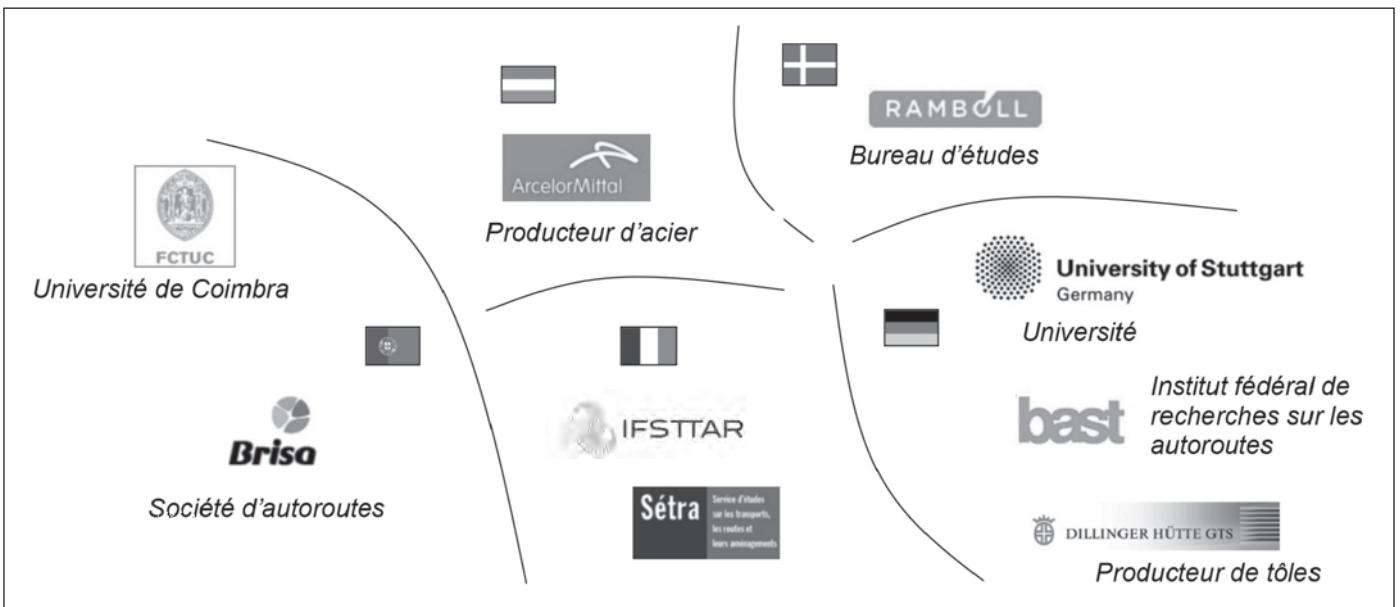
Un des premiers projets qui ont été réalisés dans les ports de la ville a été le Campus RDM(recherche, conception et fabrication). Au Campus RDM l'éducation, le développement des connaissances et l'innovation vont de pair: les étudiants de l'Université de Rotterdam collaborent avec les petites entreprises innovantes sur de nouveaux projets de recherche durables.

Rotterdam est en train de développer des technologies innovantes pour devenir une « smart city » d'avenir. L'intégration des technologies de l'information dans les sciences les plus avancées de la protection contre les inondations est l'un des outils. Avant ou pendant une inondation, quelques heures peuvent faire une grande différence. Le consortium public-privé « Lutte contre les inondations 2015» a étudié la faisabilité d'un système intelligent de

contrôle des inondations et a développé avec l'Université des Sciences Appliquées de Rotterdam des jeux de simulation. « Lutte contre les inondations 2015 » a pour objectif d'intégrer la surveillance en temps réel à des systèmes de prévision et de décision efficaces pour assurer une information meilleure et plus rapide aux gestionnaires de l'eau et aux décideurs lors d'une crise. L'objectif des jeux de simulation est d'apprendre aux futurs étudiants comment faire face aux risques d'inondation tout en considérant différents scénarios en temps réel ou en différé. Les jeux sont des outils de gestion parfaits pour ce genre d'exercice, et sont aussi très populaires parmi les étudiants.

## CONCLUSION

Si nous voulons continuer à vivre dans les villes-deltas vulnérables aux inondations, nous devrons les protéger contre les risques d'inondations et les adapter au changement climatique. C'est un défi qui n'est pas totalement nouveau. Les villes se sont adaptées au fil des siècles au changement et ont réussi à attirer l'activité économique et l'investissement, en transformant les défis en opportunités. Le changement climatique est simplement un défi supplémentaire. Les exemples de la Nouvelle-Orléans, de New-York et de Rotterdam montrent que réagir pro-activement aux défis non seulement protège la cité mais aussi crée de nouvelles opportunités.



**Gestion globale sur le cycle de vie des ouvrages.**

# **ÉTUDE DE LA CONCEPTION DES PONTS MIXTES ACIER-BÉTON DANS LE CADRE D'UNE ANALYSE DE CYCLE DE VIE – SYNTHÈSE DU PROJET SBRI**

---

**André ORCESI\*, Ngoc-Binh TA\*, Yannick TARDIVEL\*\*, Noël ROBERT\*\*, Nicolas HENRY\*\*,  
Christian CREMONA\*\*, Damien CHAMPENOY\*\*\***

\* IFSTTAR, DMAST, 14-20 boulevard Newton, 77447 CHAMPS SUR MARNE Marne-la-Vallée Cedex 2

\*\* SETRA, CTOA, 110 rue de Paris, 77487 Provins Cedex, Sourdun

\*\*\* CETE de l'Est, Division Ouvrages d'Art, 1 boulevard Solidarité, Metz Technopôle, 57076 Metz

---

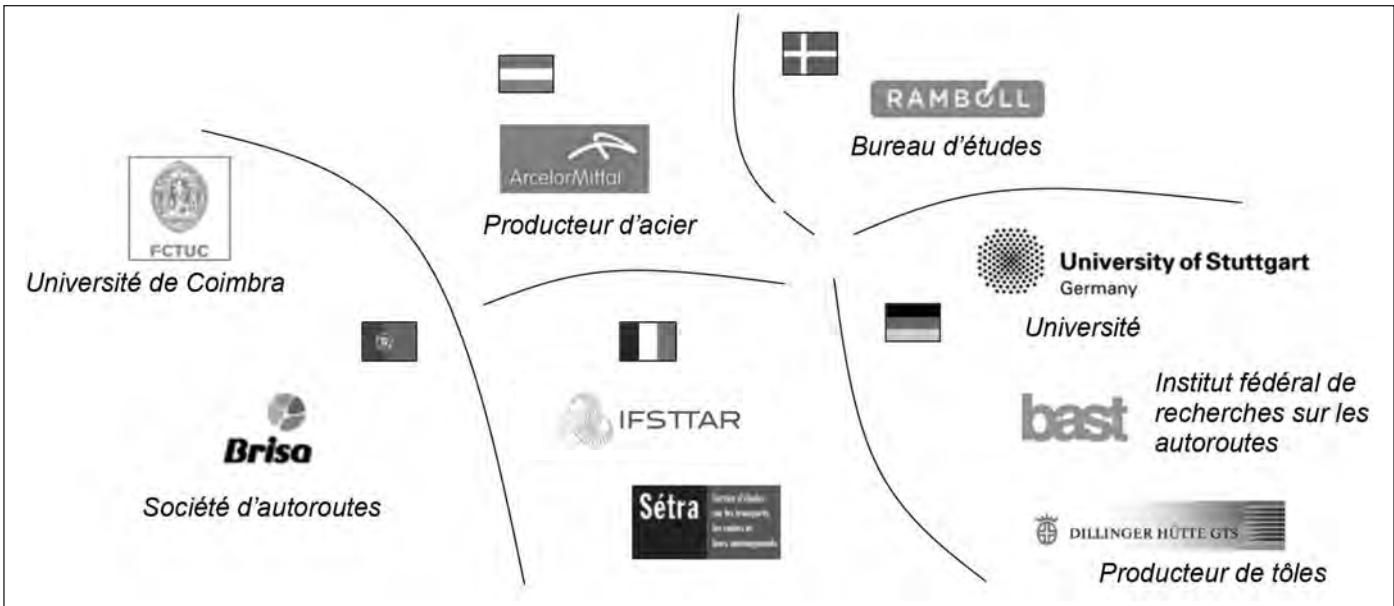
## **1. INTRODUCTION**

Les conceptions qui visent à optimiser le dimensionnement de structures pour un coût et des impacts environnementaux réduits uniquement en phase de conception/construction n'offrent qu'une perspective partielle de ces coûts et impacts sur les durées de vie effectives de ces ouvrages. Les actions de surveillance, de maintenance ou de réhabilitation ne sont en effet pas considérées, en dépit de coûts et d'impacts directs et indirects parfois considérables. Dans ce contexte, un objectif majeur est d'appréhender la gestion des ouvrages de leur construction jusqu'à leur démolition, en incluant tous les impacts économiques et environnementaux liés à leur maintenance, réparation,

réhabilitation rénovation, voire extension de leur durée de service.

Lancé en 2009 et financé par le Fond de Recherche pour le Charbon et l'Acier, le projet SBRI (Sustainable steel-composite BRIdges in built environment) a rassemblé plusieurs partenaires européens autour de la conception optimisée des ouvrages mixtes acier-béton selon une approche globale de leur cycle de vie (Figure 1).

Cette approche (SBRI 2013a, b) fait écho pour les gestionnaires et les maîtres d'ouvrages à l'enjeu de durabilité des infrastructures par des politiques d'entretien maîtrisées sur le plan social, économique et environnemental (Figure 2). La démarche présentée dans cet article présente certains des résultats du projet SBRI, combinant une analyse de la



**Figure 1. Partenaires européens du projet SBRI**

performance des ouvrages, une analyse en coût complet et une analyse du cycle de vie. Elle propose également une réflexion sur l'identification de structures innovantes (acier autopatinable, acier HLE, ponts intégraux) selon ces trois aspects.

## 2. OBJECTIFS DU PROJET SBRI

L'objectif de la démarche proposée dans le projet SBRI est d'appréhender la gestion des ouvrages de leur construction jusqu'à leur démolition et valorisation des déchets, en passant par leur maintenance, réparation, réhabilitation réno-

vation, voire leur extension de durée d'usage (Gervásio et al. 2012, Maier et al. 2012, Orcesi et al. 2012).

L'analyse économique du cycle de vie concerne aussi bien le gestionnaire que les usagers de l'ouvrage et la société. Les coûts à la charge du gestionnaire sont les coûts directs de construction, d'inspection, de maintenance, de réhabilitation et de démolition. Les coûts pour l'usager sont indirects et traduisent une monétarisation de la gêne qu'ils subissent lors des actions de maintenance et de réhabilitation. Enfin, les coûts pour la société incluent des coûts qui ne sont pas pris en charge directement par le maître d'ouvrage ou par les usagers mais de manière plus générale par la société (comme dans le cas des accidents par exemple).



**Figure 2. Approche globale pour le dimensionnement des ouvrages.**

L'analyse environnementale du cycle de vie est réalisée à l'aide d'indicateurs, quantitatifs dans la mesure du possible. Elle est constituée des deux étapes suivantes (NF P01-010 – AFNOR 2004): (i) la classification des impacts pour laquelle il s'agit de définir une liste pertinente de catégories d'impacts à prendre en compte, et (ii) la caractérisation des impacts qui permet de quantifier la contribution spécifique de chaque flux (consommations et rejets) affecté à la catégorie d'impact considérée. Ces contributions sont ensuite agrégées dans le but de définir un indicateur pour chaque type d'impact.

L'analyse technique/fonctionnelle consiste à caractériser la performance des ouvrages, c'est-à-dire leur capacité à remplir des exigences de sécurité, d'aptitude au service, ou encore de durabilité.

L'objectif majeur du projet SBRI est au final de combiner ces trois types d'analyse de la performance des ouvrages, économique et environnementale et de réfléchir sur l'identification de structures innovantes sur ces trois aspects pendant le cycle de vie des ouvrages (Figure 3).

### 3. DESCRIPTIF DES TRAVAUX

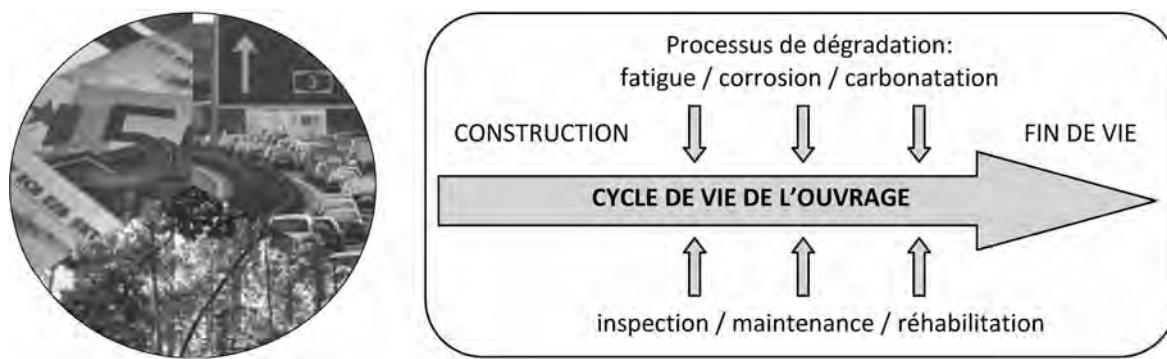
Les différents concepts économiques, environnementaux, et performantiels peuvent représenter des enjeux conflictuels qui ont été abordés en évaluant les entités sur le cycle de vie : conception/construction, inspection, maintenance, réhabilitation et enfin démolition (Ta et al. 2013). Plusieurs points d'innovations ont pu être considérés et discutés dans le cadre du projet. Pour un franchissement donné, les ouvrages ou solutions constructives sont indiquées par des lettres : un ouvrage de référence "classique" est indiqué par 0 et les variantes "innovantes" sont indiquées par des entiers positifs. Trois familles d'ouvrages ont été étudiées dans le cadre du projet (Figure 4) : des ouvrages de moyenne portée (famille A), de petite portée (famille B) et de grande portée (famille C) en considérant à chaque fois des variantes originales.

Chaque famille de solutions constructives est en fait un prétexte à l'étude d'un type de structure dont l'emploi est privilégié pour le franchissement considéré. Le projet regroupant plusieurs pays européens, les ouvrages ont naturellement été dimensionnés selon les Eurocodes en tenant compte des valeurs recommandées dans la partie commune. Quelques un des points d'innovation considérés dans le projet sont mentionnés ci-après.

#### 3.1. Innovations sur les matériaux

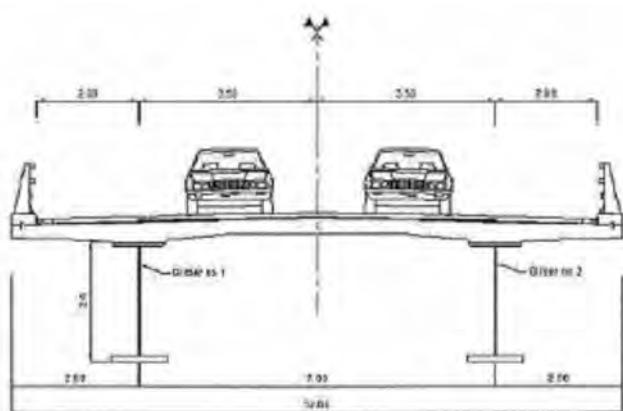
Les matériaux constituent un élément important permettant d'agir sur les performances au cours des différentes phases de la vie d'un ouvrage. Ils peuvent contribuer à augmenter la durabilité, à diminuer la périodicité des opérations d'entretien ou encore à diminuer les quantités de matériaux mobilisés pour la construction de l'ouvrage. Cependant, aujourd'hui encore, de nombreuses pistes restent écartées, car évaluées dans le cadre d'une analyse restreinte au seul coût initial. Dans le cadre de la conception initiale, des matériaux à hautes performances permettent de diminuer le poids propre de la structure et d'optimiser les quantités mises en œuvre. Ainsi, l'emploi d'acières à haute limite d'élasticité (HLE) permet de diminuer le poids de la structure et influe également sur le transport des éléments de charpente. L'utilisation d'éléments préfabriqués peut également avoir un impact économique/environnemental au moment de la construction.

En termes de gains vis-à-vis des opérations d'entretien, l'emploi de matériaux spécifiques permet de diminuer la vulnérabilité de la structure aux agressions du milieu extérieur. L'utilisation d'acières autopatinables a ainsi été envisagée pour la réalisation des profils reconstitués soudés (PRS), afin de se dispenser de la réalisation et des remplacements successifs d'un système anticorrosion. L'objectif majeur étant de contribuer à diminuer les opérations de maintenance sur les ouvrages en milieu extérieur agressif ou franchissant un axe à forts enjeux, particulièrement sensible aux perturbations de trafic liées

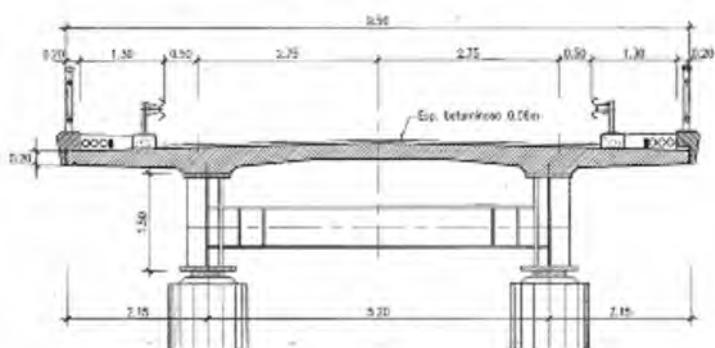


**Figure 3. Gestion globale sur le cycle de vie des ouvrages.**

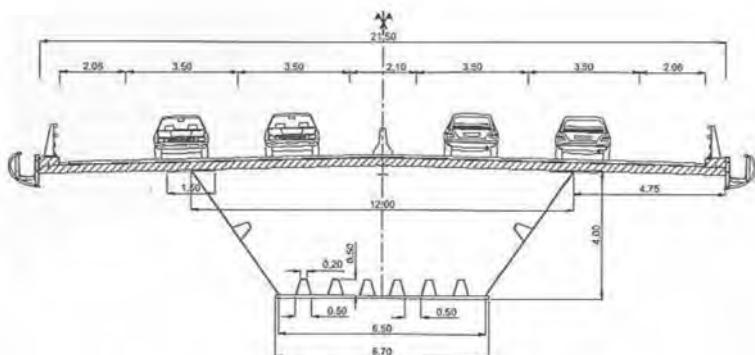
(A)



(B)



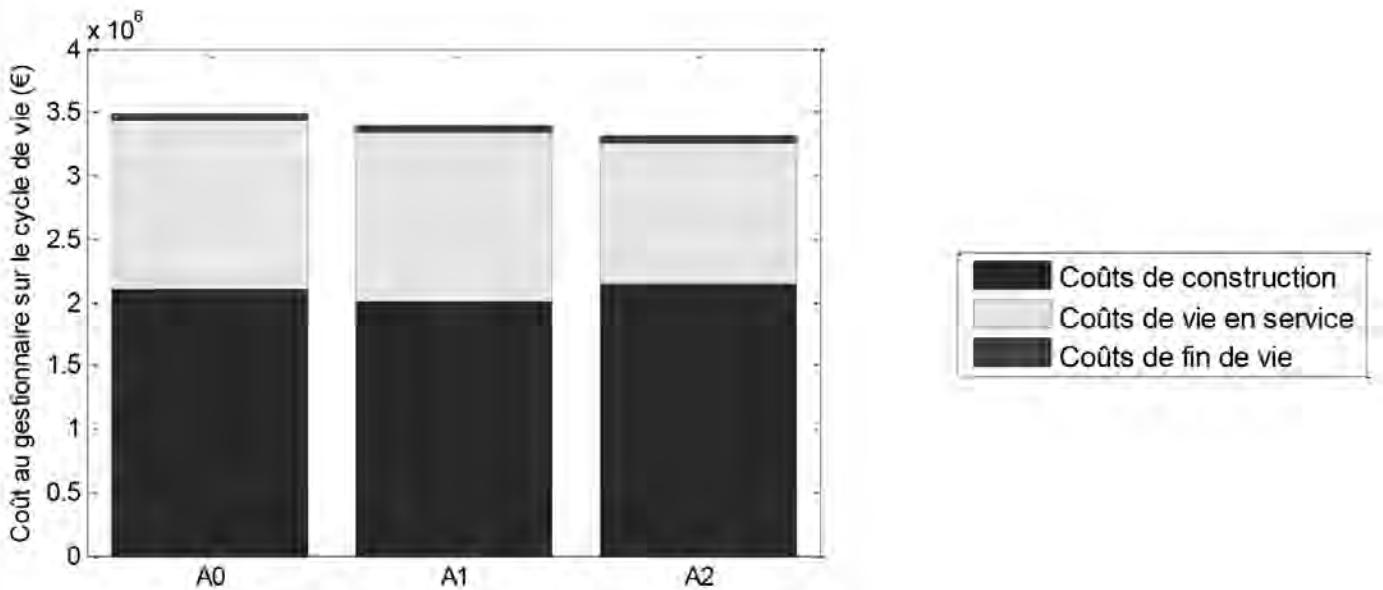
(C)



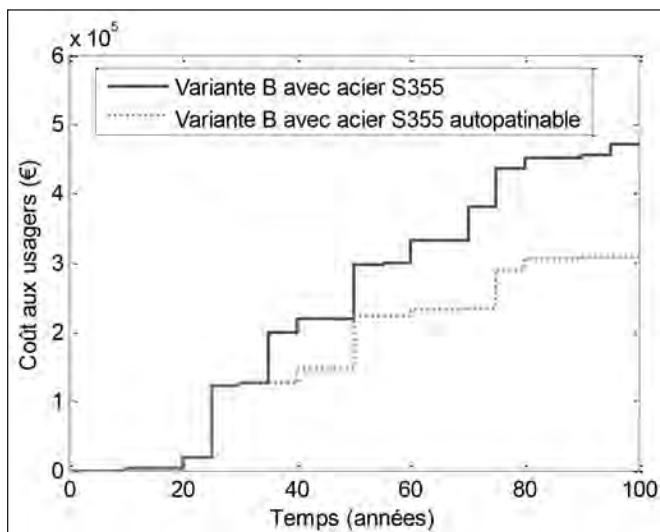
**Figure 4. Familles d'ouvrages A, B et C.**

à la maintenance. Dans ce contexte, la Figure 5 présente les coûts de cycle de vie (coût de construction, de vie en service, et de fin de vie) à la charge du gestionnaire pour les trois variantes A0, A1, et A2. Comme présenté dans la Figure 4, l'ouvrage de référence A0 est constitué de deux tabliers bipoutres mixtes séparés et supportant chacun un sens de circulation. Afin de réduire la masse de la charpente et donc les moyens de mise en œuvre, la variante A1 consiste à remplacer l'acier S355 des semelles des poutres principales sur appuis intermédiaires par de l'acier à haute limite d'élasticité (HLE) S460. Les âmes des poutres principales restent en acier S355. Les poutres sont donc hybrides à proximité des appuis. La variante A2 consiste à retenir pour l'acier structural un acier autopatinable afin

de réduire les opérations de maintenance au cours de la vie de l'ouvrage, et en particulier de supprimer les opérations de remplacement de la protection anticorrosion. Il est montré dans la Figure 5 que si la variante avec acier autopatinable est légèrement plus chère à la construction que la variante de référence, elle devient moins chère lorsque l'analyse économique est effectuée sur l'intégralité du cycle de vie. L'avantage de l'utilisation de l'acier autopatinable est également testée sur une des variantes de la famille B (Figure 6). Il est montré que l'absence de maintenance vis-à-vis de la protection anticorrosion permet de réduire les coûts aux usagers de manière significative par rapport à la variante de référence utilisant des aciers S355 classiques.



**Figure 5.** Coût de cycle de vie pour chaque ouvrage de la famille A (A0=variante de référence, A1= variante avec utilisation d'acières HLE, A2=variante avec utilisation d'acier autopatinable).



**Figure 6.** Coût aux usagers pour deux variantes de la famille B, une utilisant des aciers S355 et l'autre utilisant des aciers S355 autopatinables.

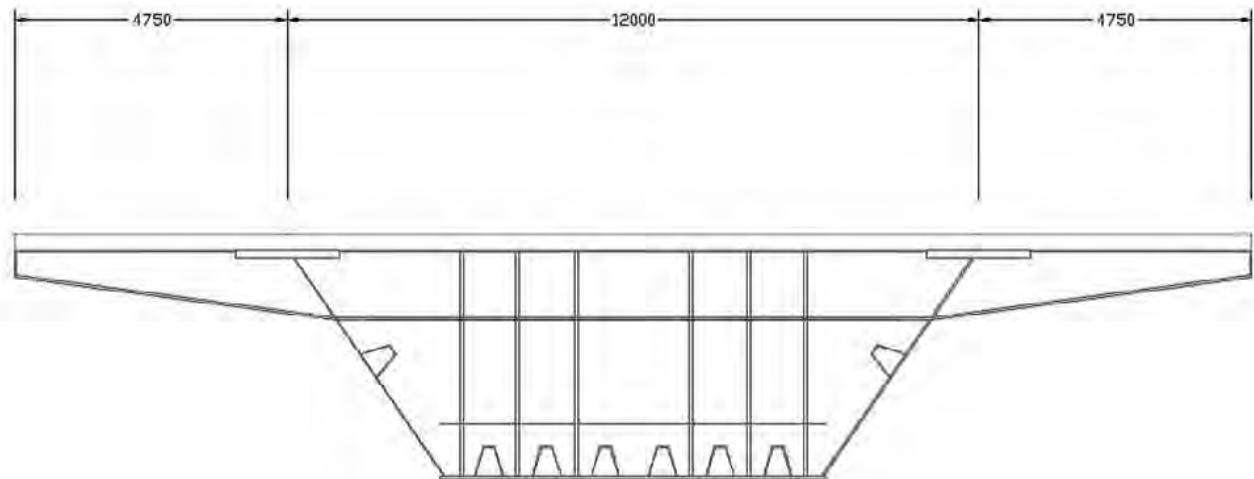
### 3.2. Innovations sur la conception

Les améliorations liées à la conception des ouvrages visent principalement à limiter l'impact de la maintenance des ouvrages (qui constitue une part importante des bilans économiques et environnementaux) en réduisant soit le nombre d'opérations, soit leur importance. Plusieurs options ont été considérées parmi lesquelles privilégier la réalisation d'ouvrages à deux tabliers (Figure 7) de sorte qu'un des deux soit toujours en service (cette option a été étudiée dans le cadre d'ouvrages de très grandes portées et constitue une évolution par rapport aux pratiques actuelles qui privilient la réalisation d'un tablier unique pour des

raisons de coûts à la construction). En particulier, la Figure 8 montre le gain financier qui peut être atteint pour les usagers lorsque deux tabliers sont construits au lieu d'un seul. Cet écart est principalement dû au fait que la possibilité d'ouverture de voie supplémentaire au trafic (en utilisant une bande d'arrêt d'urgence) est plus importante et facilitée lorsqu'il y a deux tabliers au lieu d'un seul.

Une autre option qui a été testée est de prendre en compte la transformation d'une bande d'arrêt d'urgence en voie de circulation pour véhicules légers et poids lourds (variante A3, cf. Figure 9) en raison d'un accroissement futur de trafic (en considérant ainsi un dimensionnement spécifique vis-à-vis des phénomènes de fatigue). En effet, pour limiter le phénomène de fatigue – et donc les opérations de maintenance ou de vieillissement prématûr – dû à une éventuelle croissance du trafic, la variante A3 consiste à dimensionner l'ouvrage pour 3 voies (unidirectionnelles) restreintes qui correspondent à une utilisation future "optimisée" de l'ouvrage (Figure 9a). Dans ce cas de figure, la voie supportant les poids lourds étant extrêmement excentrée, c'est le critère de fatigue qui devient dimensionnant en travée. Ceci conduit à une légère augmentation de la quantité d'acier mise en œuvre, principalement dans les semelles des poutres principales. Il est montré que l'augmentation du coût de mise en œuvre reste minime. Cette variante A3 permet pourtant de réduire considérablement les différents impacts environnementaux (Figure 10) dans le cas où il y a effectivement un passage à trois voies dès le début de la vie en service de l'ouvrage. Il est noté que l'unité fonctionnelle est constituée par le tablier du pont, qui doit assurer le franchissement de la brèche par la voie autoroutière pendant une durée de service de 100 ans. L'ensemble des étapes du cycle de vie est inclus dans le périmètre d'analyse, depuis l'extraction des matériaux jusqu'à la fin de vie de l'ouvrage.

(a)



(b)

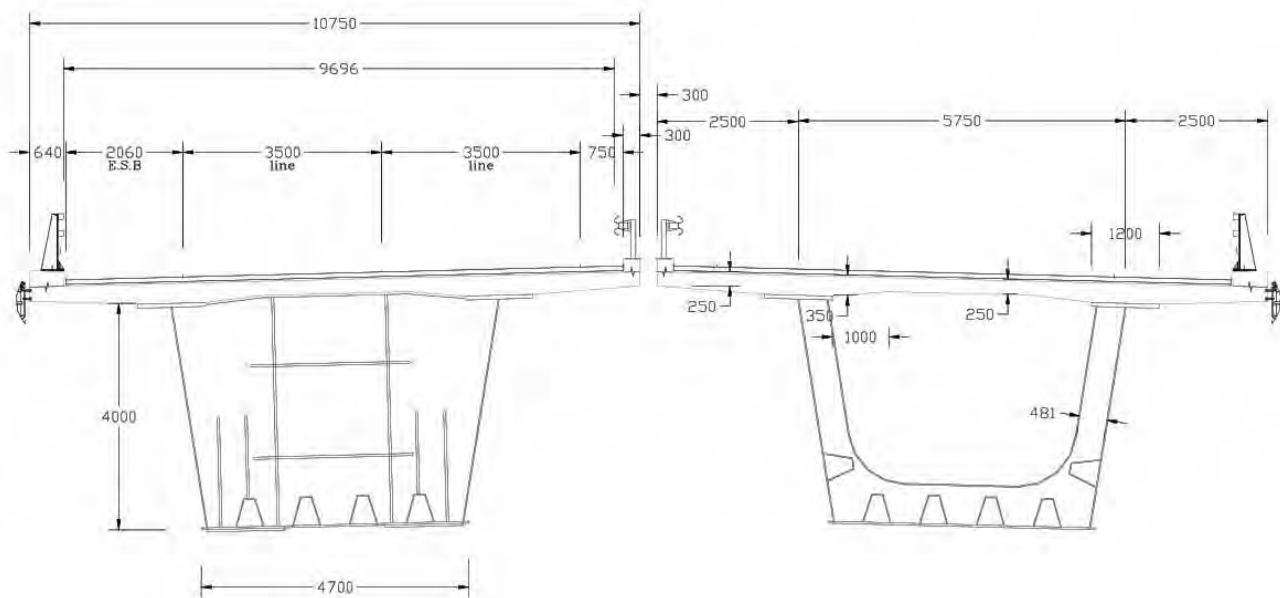


Figure 7. Construction d'ouvrages (a) à un tablier et (b) à deux tabliers pour la famille C.

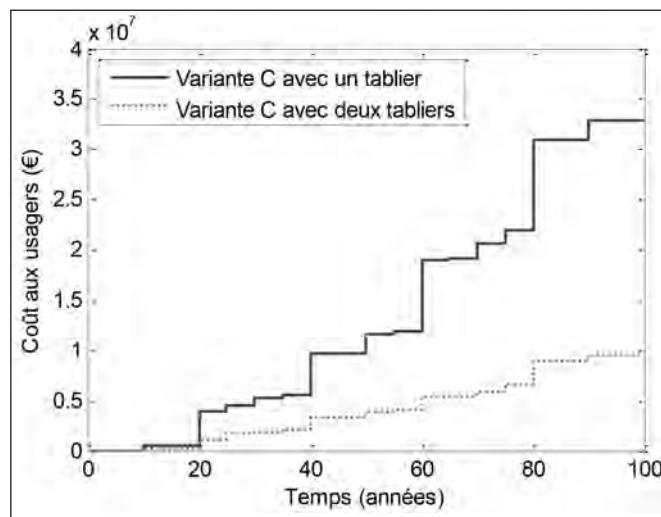
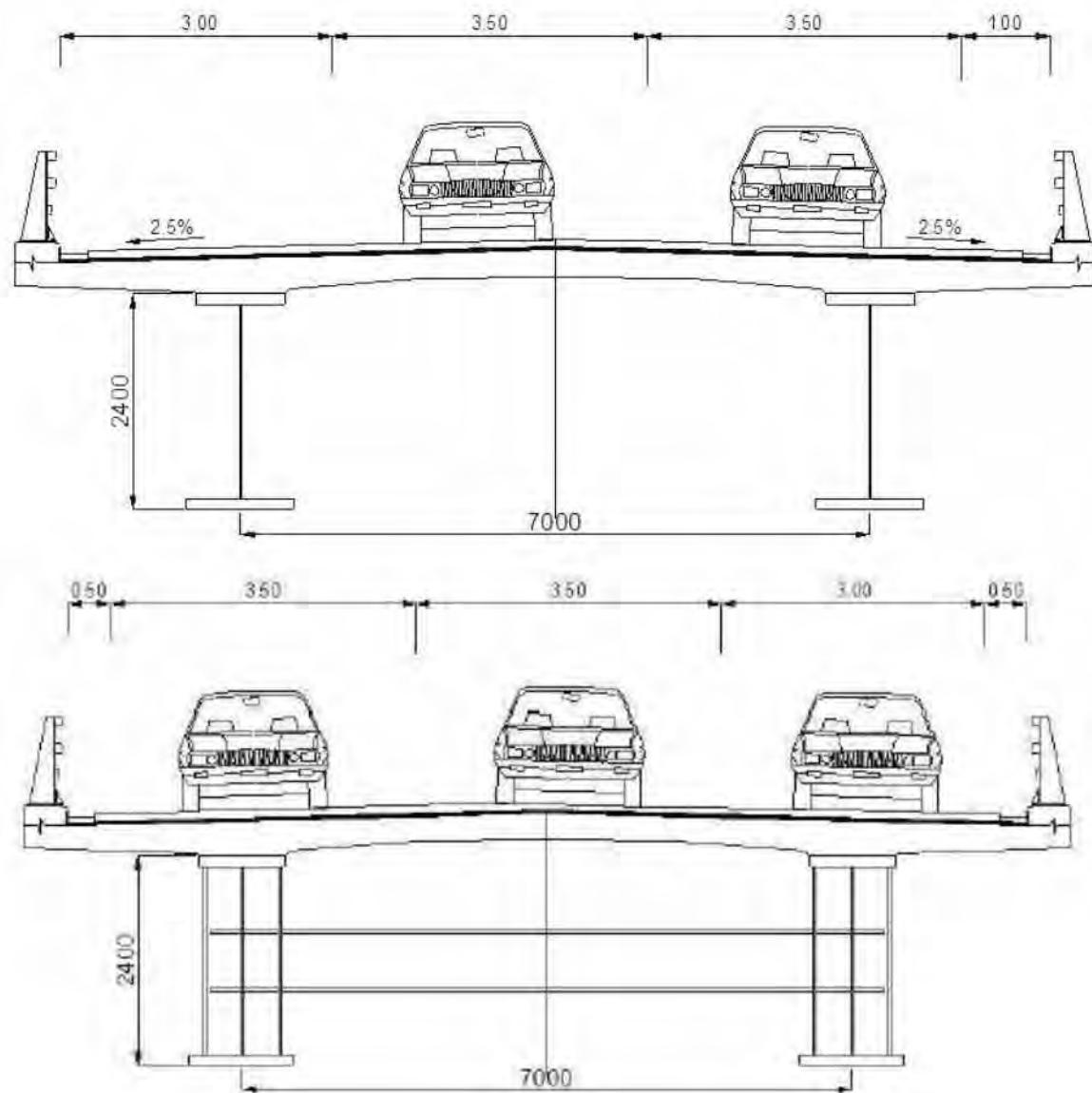
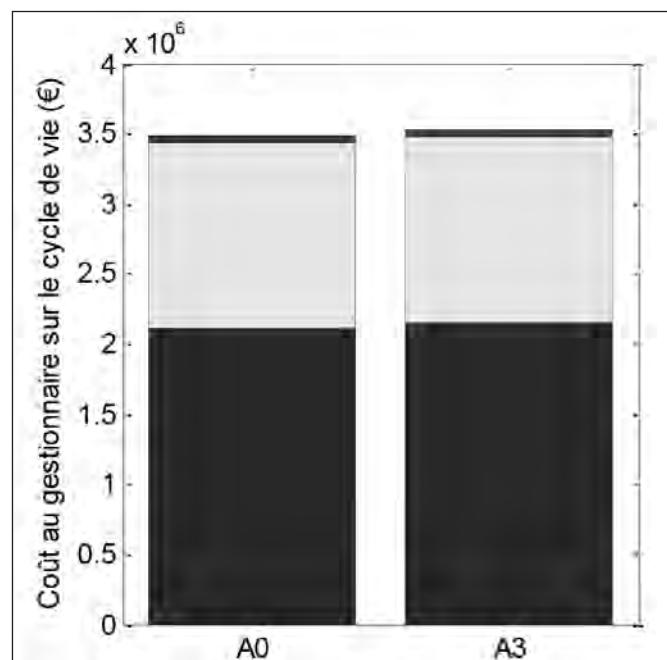


Figure 8. Coût aux usagers pour deux variantes de la famille C, une présentant un seul tablier et l'autre deux tabliers indépendants.

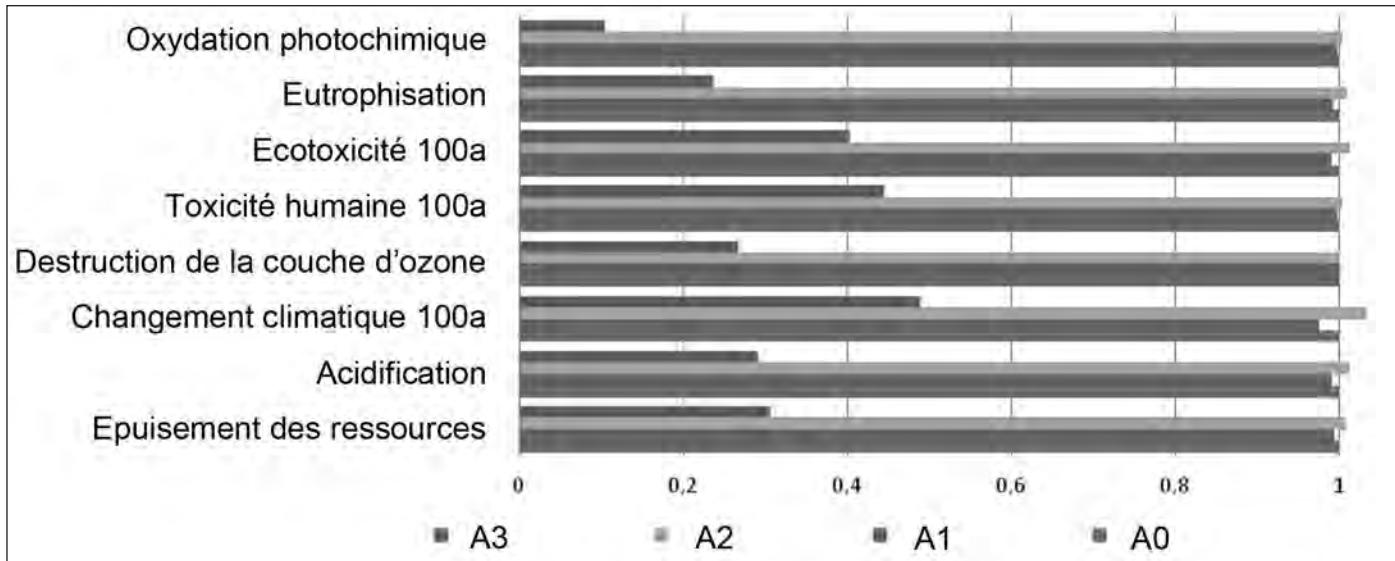
(a)



(b)



**Figure 9. Comparaison de la variante de référence A0 avec une variante prenant en compte l'accroissement futur de trafic (variante A3).**



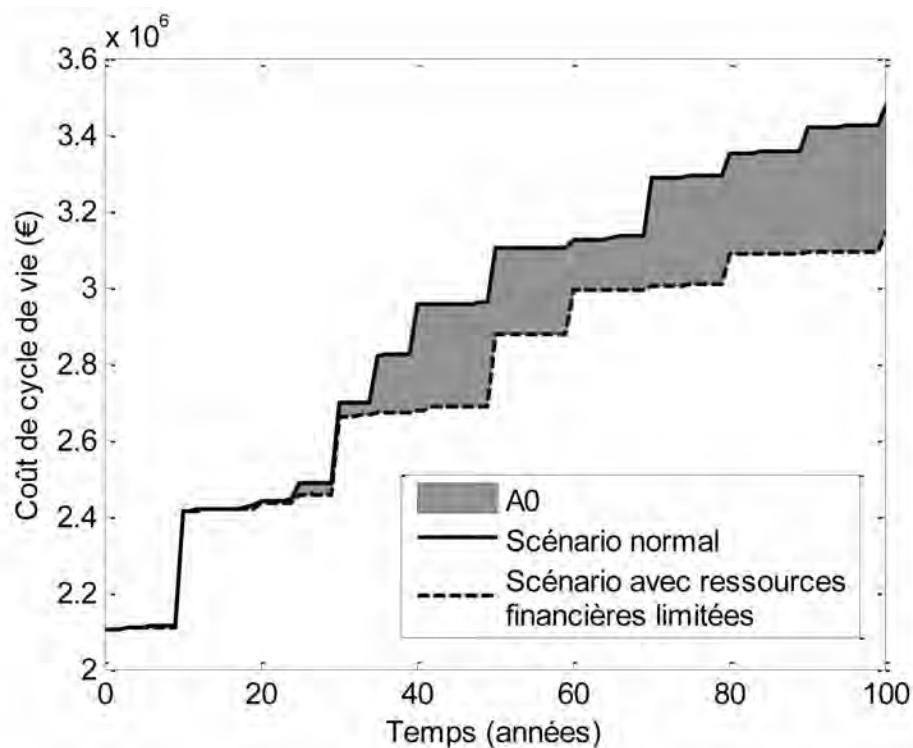
**Figure 10. Comparaison des impacts environnementaux pour les variantes**

A0=variante de référence, A1=variante avec utilisation d'acières HLE, A2=variante avec utilisation d'acier autopatinable, et A3=variante prenant en compte l'accroissement futur de trafic.

### 3.3. Innovations sur la surveillance/maintenance

Dans un contexte de diminution de l'impact économique et environnemental, plusieurs solutions de surveillance et maintenance ont pu être discutées. Différents contextes d'évolution de la performance des ouvrages ont été considérés pour dégager des scénarios moyens ou pessimistes,

en fonction des ressources disponibles, et ainsi donner des grandes tendances des différents impacts pouvant exister durant la durée de vie en service. La Figure 11 est ainsi un exemple de l'évolution des coûts de maintenance au cours de la durée de vie en service de l'ouvrage avec une fourchette de coûts qui est délimitée par le cas où le scénario normal de maintenance est appliqué (selon un calendrier de maintenance qui a été défini par les différents partenaires



**Figure 11. Scénarios de maintenance envisageant le cas où les ressources financières sont limitées.**

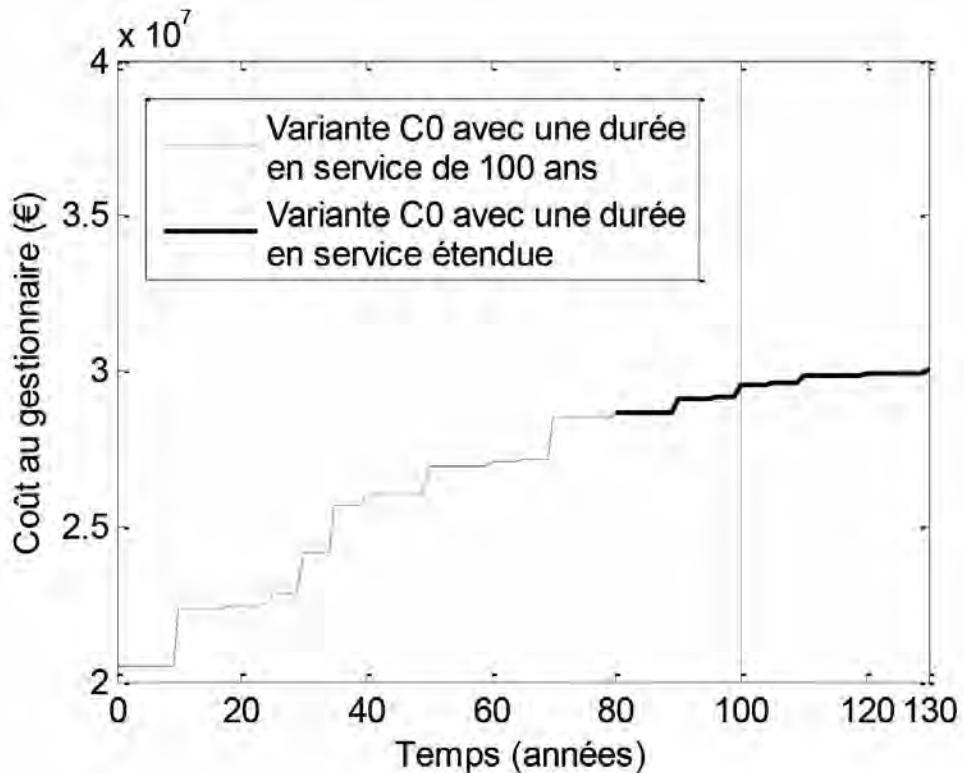


Figure 12. Scénarios de maintenance envisageant le cas où la durée de vie en service est allongée jusqu'à 130 ans.

du projet) et le cas où les ressources financières sont limitées et pour lequel certaines inspections/actions de maintenance sont effectuées moins fréquemment (ce scénario est susceptible d'affecter l'état général de l'ouvrage mais préserve l'impératif de sécurité). La possibilité d'étendre la durée en service en fin de vie des ouvrages a également été abordée dans le cas de la famille des ouvrages de grande portée (famille C, cf. Figure 12). Pour cette famille d'ouvrage, un scénario a été envisagé pour évaluer quelles seraient les actions à entreprendre en fin de vie de l'ouvrage pour espérer allonger sa durée de vie en service, et dans le cas présent, permettre à l'ouvrage d'atteindre une durée d'utilisation de 130 ans.

## 4. CONCLUSIONS

Le projet SBRI a permis de développer un cadre de réflexion sur la mise en place d'une approche globale sur le cycle de vie pour le dimensionnement des ponts mixtes. Plusieurs points d'innovations (ponts intégraux, acier HLE, acier autopatinable) ont pu être considérés et discutés.

D'une manière générale, les ouvrages étudiés dans le cadre du projet SBRI se veulent représentatifs des ouvrages actuellement construits dans les pays des différents acteurs du projet. En raison à la fois du domaine d'emploi classique des ouvrages mixtes et de la nature des différents partenaires, les ouvrages étudiés sont essentiellement ceux que l'on rencontre habituellement sur des itinéraires autoroutiers urbains et inter-urbains.

Les conclusions et recommandations du projet (innovations sur les matériaux, la conception, la surveillance et la maintenance) sont donc en lien direct avec les thématiques actuelles sur l'intégration des principes de développement durable dans la conception et gestion des ouvrages tant au plan national qu'Européen.

## 5. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le programme du Fonds de recherche du charbon et de l'acier pour son soutien financier au projet SBRI. Les auteurs remercient également M. Grégor Kozlowski de l'entreprise Berthold, pour les détails financiers fournis sur les différents types d'assemblage des poutres structurantes des variantes du projet SBRI.

## 6. RÉFÉRENCES

- Gervásio, H., Simões da Silva, L., Perdigão, V., Barros, P., Orcesi, A., Nielsen, K. (2012). Life-cycle analysis of highway composite bridges; proceedings of the 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Stresa, Italy, July 8-12, 2012.
- Maier, P., Kuhlmann, U., Tardivel, Y., Robert, N., Raoul, J., Perdigão, V., Martins, N., Barros, P., Friedrich, H., Krieger, J.: (2012). Steel-composite bridges – holistic approach applied to European Case Studies; proceedings of the 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management; Stresa, Italy; July 8-12, 2012.

Orcesi A., Ta N.-B. & Cremona, C. (2012). A comparative life-cycle costs analysis of steel-concrete composite bridges. In: proceedings of the 3rd International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Vienna Austria. October 3-6, 2012.

SBRI (2013a). Sustainable Steel-Composite Bridges in Built Environment (SBRI) – Final report.

SBRI. (2013b). Sustainable Steel-Composite Bridges in Built Environment (SBRI) – Handbook.

Ta N.-B., Orcesi A. & Cremona, C. (2013). A holistic approach for analyzing bridges crossing a highway: proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety & Reliability, June 16-20, 2013, Columbia University, New York, USA.

# DIX ANNÉES DE MONITORING STRUCTUREL DU VIADUC DE MILLAU

Sylvestre GALLICE\*, Hervé LANCON\*\*, Claude SERVANT\*\*\*

\* CEVM

\*\* SITES

\*\*\* Eiffage travaux publics

## 1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Le viaduc de Millau est un ouvrage financé et réalisé par le groupe EIFFAGE dont la filiale, la Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau (CEVM), est concessionnaire de l'ouvrage pour 75 ans (Photo 1).

Ce viaduc multi-haubané exceptionnel a une longueur de 2 460 m et une hauteur de 343 m au sommet des pylônes (Fig. 1).

De telles caractéristiques confèrent à cet ouvrage le record du monde de longueur des ponts à haubans à travées multiples ainsi que celui de hauteur de piles (P2 : 245m et P3 : 221 m).

Le profil en travers de l'autoroute est du type 2 X 2 voies de circulation encadrées chacune par une bande d'arrêt d'urgence de 3 m et une bande dérasée de gauche de 1 m. (Fig. 2)

Le tablier dont la largeur totale est de 27.75 m est également équipé de barrières lourdes et d'écrans de protection des usagers contre le vent latéral.

Les piles constituées d'un fût unique en forme de caisson dans sa partie basse qui se dédouble dans sa partie supérieure précontrainte reposent sur un système de fondation semi-profonde constitué de 4 puits de gros diamètre (5 m maxi).

Le tablier est constitué d'un caisson métallique trapézoïdal de 4,20 m de hauteur à l'axe comportant un platelage supé-



Photo 1 : Le viaduc (© Eiffage)

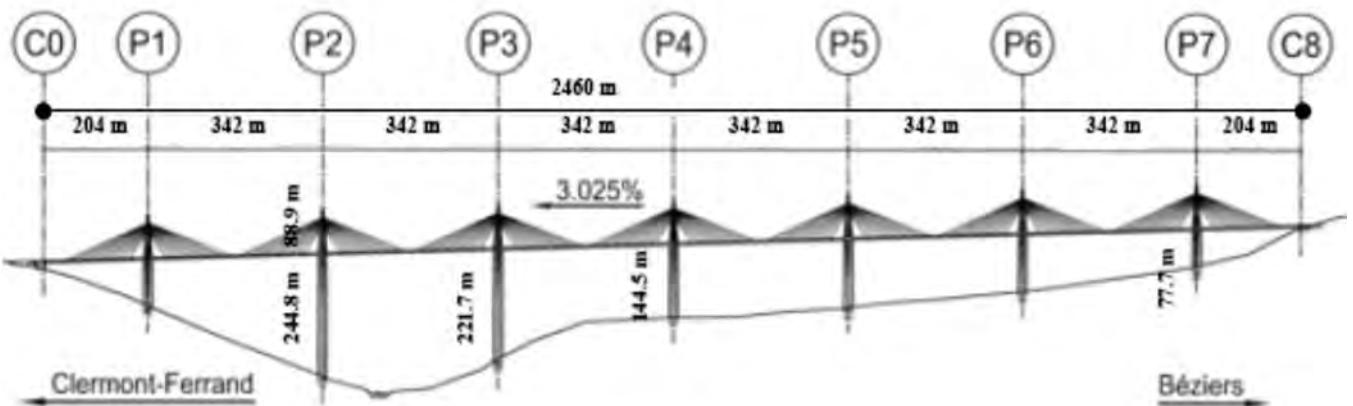
rieur orthotrope constitué de tôles de 12 à 14 mm d'épaisseur (sous la voie lente).

Le tablier repose sur toutes les piles par l'intermédiaire d'appareils d'appuis sphériques qui sont cloués sur les piles à l'aide de câbles de précontrainte.

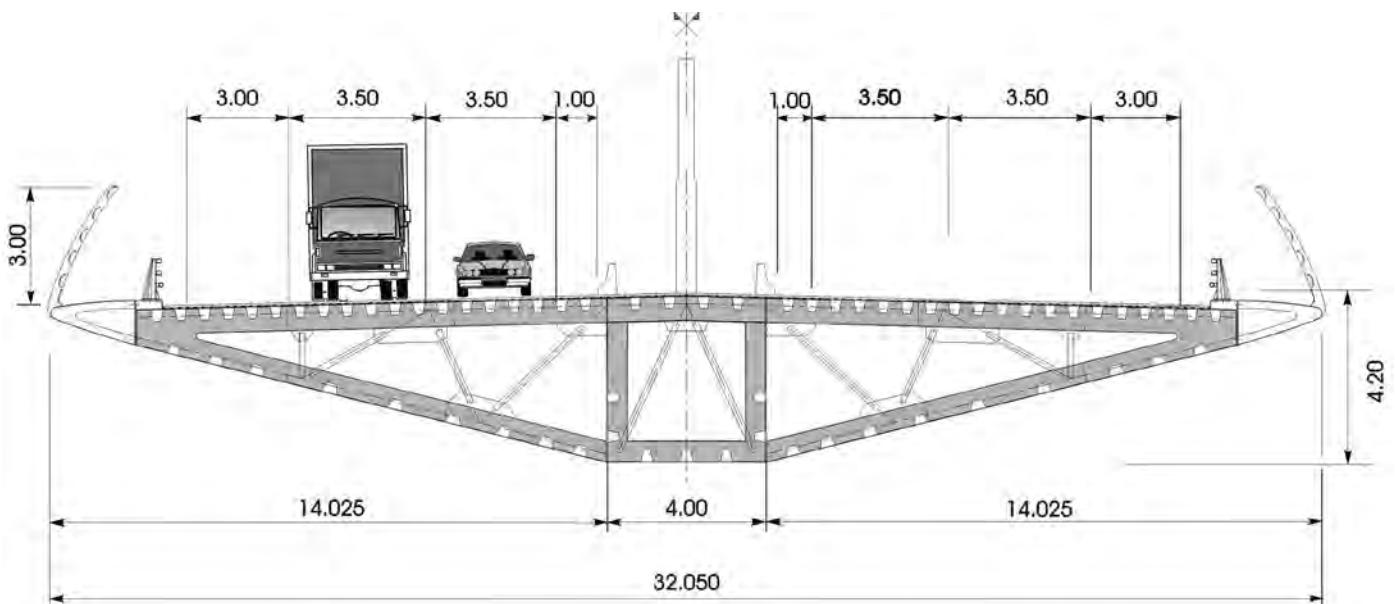
Chaque travée est supportée par l'intermédiaire de onze paires de haubans disposés en semi-éventail ancrés de part et d'autre des pylônes dans l'axe du tablier.

En forme de « Y » renversé orienté longitudinalement et dans le prolongement des fûts dédoublés des piles les pylônes de 87 m de hauteur totale sont métalliques.

Le tablier a été réalisé par phases successives d'assemblage et de lançage à partir des plateformes aménagées derrière les culées C0 et C8 (1743 m côté Sud et 717 m côté Nord – Photo 2).



*Fig. 1 : Vue longitudinale du viaduc*



*Fig. 2 : Coupe transversale du viaduc*



*Photo 2 : Lancage du tablier (© Eiffage)*

## **2. LES OBJECTIFS ET LA CONCEPTION DU SUIVI DE L'OUVRAGE**

Les objectifs de suivi de l'ouvrage étaient précisés par l'autorité concédante dans l'annexe 10 du "Cahier des Charges de la Concession", qui prévoit pour l'ouvrage une "durée d'utilisation de projet" de 120 ans.

Cette durée de 120 ans s'entend comme étant la durée pendant laquelle le viaduc doit être utilisé comme prévu, en faisant l'objet de l'entretien et de la maintenance escomptée sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

Le suivi a été divisé en trois phases : construction, réception et surveillance à long terme dont les objectifs diffèrent d'une phase à l'autre.

L'installation des dispositions d'instrumentation en cours de travaux a été menée dans un contexte d'optimisation de son utilisation pour les phases de réception et de suivi à long terme.

Pendant la construction, des contrôles sont nécessaires pour vérifier la géométrie et les déplacements de l'ouvrage, principalement lors des opérations de lançage du tablier. Les techniques topographiques qui ont été utilisées, ont permis de vérifier que le comportement du viaduc était conforme aux prévisions des calculs.

Au moment de la réception de l'ouvrage, c'est l'état de référence de l'ouvrage qui est enregistré et notamment sa réponse vis-à-vis des sollicitations statiques et dynamiques lors des essais de chargement. Cet état sert de "point zéro" pour la surveillance à long terme.

En phase d'exploitation la surveillance à long terme comporte trois aspects : contrôle des paramètres spécifiques liés à la sécurité des véhicules et de leurs passagers, contrôle du comportement du viaduc et contrôle du vieillissement de l'ouvrage.

Le suivi du viaduc (Tableau 1) a été volontairement séparé des systèmes de contrôle conçus pour la sécurité du trafic. La mesure de la vitesse du vent qui peut déclencher la fermeture du viaduc utilise un canal indépendant des informations de surveillance.

La plupart des instruments de suivi – capteurs, modules d'acquisition de données, réseau – sont des dispositifs issus du monde industriel pour la plupart en technologie électronique. Seul le suivi du comportement en déformation au jeune âge du béton des fondations a été réalisé avec des capteurs à technologie fibre optique.

La gestion de milliers de données exige un soin particulier. Les données doivent être organisées au début du suivi : codes, formats d'enregistrement, formats de fichier, noms de fichier, traitement des données. Les enregistrements et fichiers de données sont structurés pour être exporté directement dans un tableur plutôt que dans une base de données, pour une plus grande efficacité.

Dans l'esprit d'un maître d'ouvrage, le suivi est souvent envisagé pour le très long terme. Dans le cas du viaduc de Millau, il était prévu une première période de suivi en continu de trois années avec enregistrement de nombreux paramètres en dynamique de façon à appréhender des périodes de très fortes sollicitations de vent ainsi que la

réponse de l'ouvrage. Au bout de cette période, les connaissances du comportement de l'ouvrage, particulièrement en cas de tempête, devaient être complètes. Le suivi était donc prévu d'être revu à ce moment-là en fonction de cette expérience et en tenant compte de la véritable durée de vie de l'instrumentation.

## **3. LE SUIVI DE L'OUVRAGE EN PHASE D'EXPLOITATION**

L'instrumentation du viaduc de Millau est divisée en deux ensembles distincts : le système statique et le système dynamique. Chaque ensemble possède sa propre chaîne d'acquisition et son application dédiée (Fig. 3).

### **3.1. Système statique**

Une acquisition est effectuée toute les 30 secondes et la valeur de chaque capteur est enregistrée toutes les 30 minutes.

### **3.2. Système dynamique**

L'enregistrement dynamique (suivant une cadence de 40 Hz) est effectué sur dépassement de seuil de la vitesse instantanée du vent (seuil réglable – actuellement à 90 km/h) ; la durée de cet enregistrement est à chaque fois de 10 minutes et inclut les 4 composantes fournies par l'anémomètre 3D situé au sommet du pylône PY2.

Depuis la fin des travaux, plusieurs types de mesure ont ainsi été réalisés :

- des mesures juste avant la mise en service afin de vérifier que le comportement réel est conforme à celui prévu par le calcul
- des mesures en continu à partir de la mise en service pour s'assurer de son bon fonctionnement et vieillissement dans le temps.

Les mesures réalisées avant la mise en service par le CSTB Nantes furent :

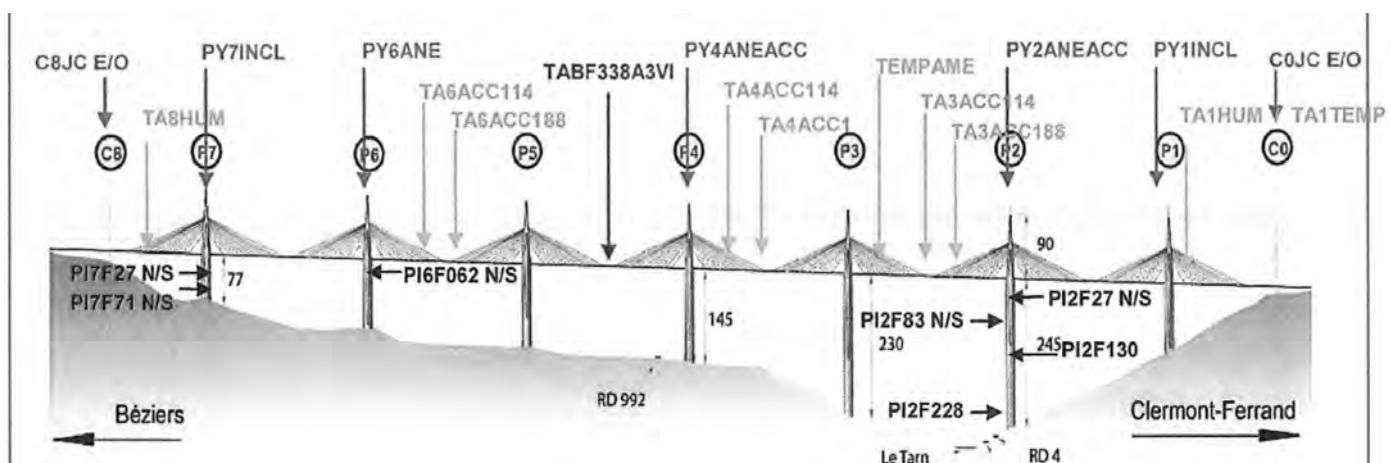
- des mesures dynamiques :
- sous excitation ambiante, pour déterminer les principaux modes et fréquence propres de la structure (Tableau 2 et Fig. 4)
- sous excitation impulsionnelle pour mesurer l'amortissement des premiers modes propres de vibration (Tableau 3)
- des mesures statiques
- mesure des flèches du tablier sous un chargement réglementaire induit par une trentaine de camions de 30 tonnes environ.

En ce qui concerne les mesures réalisées après la mise en service, trois objectifs fondamentalement différents sont visés :

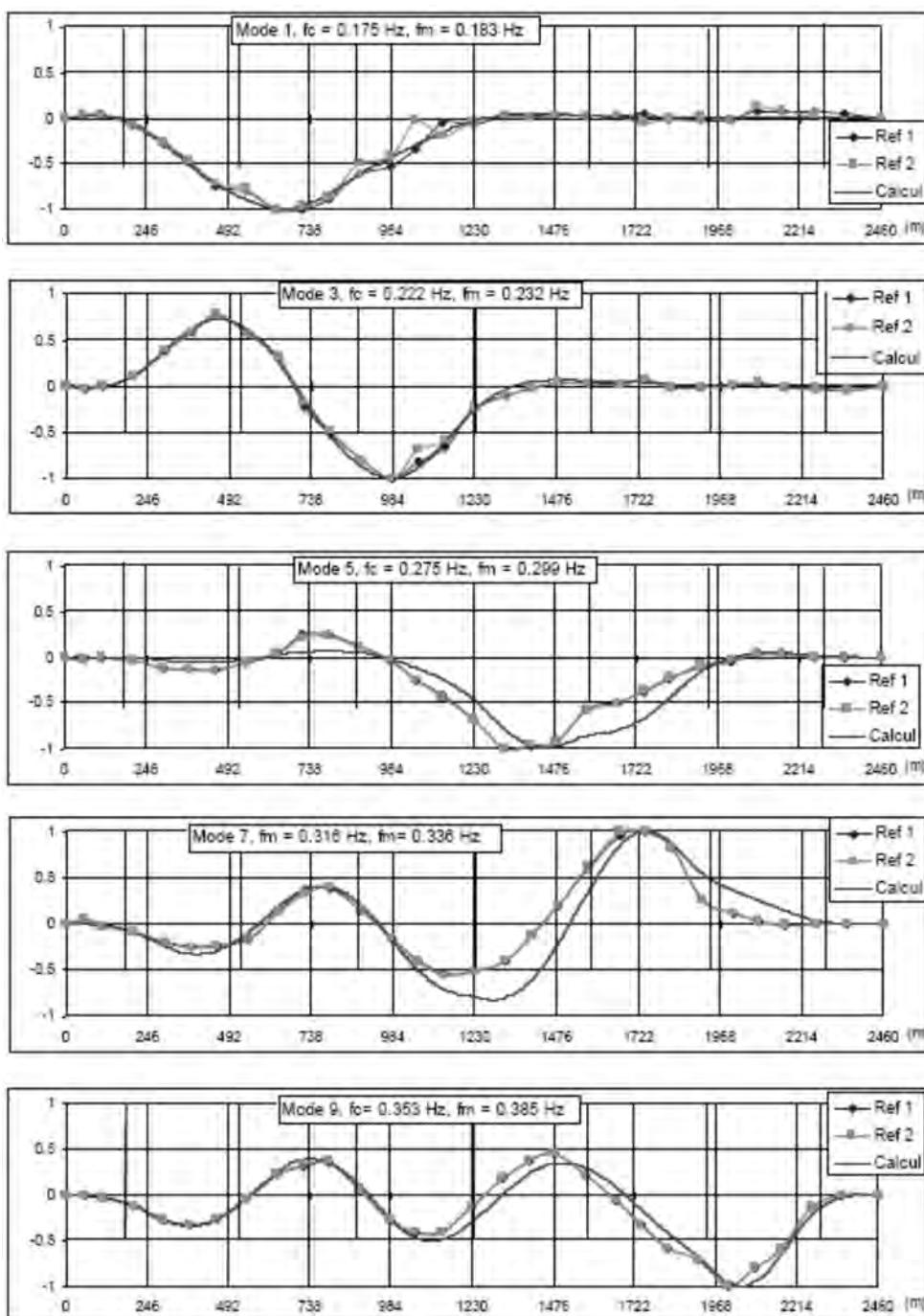
- 1) Le premier, et le plus important, est de contrôler en permanence les conditions d'exploitation de l'ouvrage pour assurer la sécurité du trafic et des usagers. L'ouvrage est ainsi équipé de capteurs et dispositifs particuliers permettant d'assurer les fonctionnalités suivantes :
  - la surveillance du trafic,
  - la mesure de la vitesse du vent,

| Mesure de...  | Au moyen de   | Nombre                              | Dans le but de...  |
|---|---|-------------------------------------|--|
| <i>Phase de construction</i>                                  |   |                                     |  |
| Déformation du béton des fondations au jeune âge (semelle P2) | Extensomètres à fibres optiques                       | 8                                   | Mesurer l'impact des contraintes de cisaillement à la suite de l'exothermie et du retrait du béton des semelles                                      |
| Géométrie de la structure                                     | Station totale et prismes optiques                    | 141                                 | Contrôler la position des repères  |
| Position du coffrage glissant                                 | GPS différentiel (DGPS)                               | 1                                   | Contrôler la position des coffrages  |
| Déplacement vertical et rotation des fondations               | Nivellement optique à haute précision de 4 repères    | 4 cibles / semelle                  | Comparer le tassement et la rotation des fondations sous la charge croissante de la pile dans le temps   |
| Rotation fondation et piles                                   | Inclinomètres amovibles sur embases                   | 2 embases par pile = 14             | Redondance sur item précédent  |
| Déformation thermique des piles (P2 et P6)                    | Capteurs de température dans le béton                 | 103                                 | Comparer les déplacements horizontaux des piles aux résultats d'une simulation numérique   |
| <i>Lançage du tablier</i>                                     |   |                                     |  |
| Vitesse et orientation vent                                   | Anémomètre à ultrasons                                | 1 + 1 de secours                    | Mesurer la vitesse du vent, la comparer aux seuils d'alerte et de vigilance  |
| Position du tablier   | Station totale et DGPS                                | 1                                   | Comparer les positions théoriques et réelles du tablier  |
| Déformation des âmes du tablier (patch-loading)               | Capteurs de déplacement sur dispositif fixe et mobile | 36                                  | Mesurer les déplacements de l'âme entre deux diaphragmes d'un segment de tablier se déplaçant sur une pile ou palée                                  |
| Mouvements dynamiques du tablier et du pylône                 | Accéléromètres  | 7 sur tablier,<br>1 sur pylône      | Contrôler les accélérations pendant le lançage   |
| Déplacement en temps réel et torsion des têtes de palée       | Télémètres laser                                      | 5                                   | Contrôler les déplacements des palées provisoires  |
| Déplacement en temps réel des têtes de pile                   | Dispositif d'alignement au laser                      | 1 par pile                          | Contrôler les déplacements des têtes de pile pendant le lançage (avec seuil d'alerte)  |
| Efforts dans les haubans                                      | Cellule de force                                      | 4                                   | Contrôler les variations d'efforts dans les haubans pendant le lançage   |
| <i>Phase d'exploitation</i>                                   |   |                                     |  |
| Température   |   | 27                                  | Mesurer la température des tôles en acier pour déterminer son impact sur le tablier. Calculer les corrections thermiques à appliquer aux simulations |
| Vitesse, direction et turbulence du vent                      | Anémomètres à coupelles et à ultrasons                | Ultrasons 1<br>A coupelles 2        | Mesurer la vitesse et la direction du vent pour déterminer son impact sur pylônes, haubans, tablier et piles   |
| Rotations des piles d'extrémité                               | Inclinomètres   | Pylônes 2 Piles 2                   | Mesurer les rotations de la structure  |
| Déformation   | Extensomètres   | 52                                  | Mesurer la déformation du béton des piles, essentiellement pour déterminer le fluage du béton (P2, P7)   |
| Vibrations  | Accéléromètres  | Tablier 6<br>Pylônes 3<br>Haubans 3 | Mesurer l'amplitude et la fréquence des oscillations et vibrations (effets du vent)  |

**Tableau 1 : Instrumentation du viaduc**



**Fig. 3 : Schéma d'implantation des coffrets d'acquisition de l'instrumentation du viaduc**



**Fig. 4 : Déformées modales des cinq premiers modes transversaux du tablier**

| Modes propres verticaux | Fréquence calculée $F_c$ [Hz] | Fréquence mesurée $F_m$ [Hz] |
|-------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| 4                       | 0,250                         | 0,256                        |
| 6                       | 0,280                         | 0,293                        |
| 8                       | 0,321                         | 0,336                        |
| 10                      | 0,370                         | 0,385                        |
| 12                      | 0,423                         | 0,433                        |
| 15                      | 0,474                         | 0,494                        |
| 17                      | 0,532                         | 0,549                        |
| 21                      | 0,589                         | 0,604                        |
| 26                      | 0,639                         | 0,653                        |
| 28                      | 0,685                         | 0,702                        |
| 29                      | 0,725                         | 0,748                        |
| 32                      | 0,766                         | 0,762                        |
| 34                      | 0,797                         | 0,815                        |
| 36                      | 0,818                         | 0,833                        |

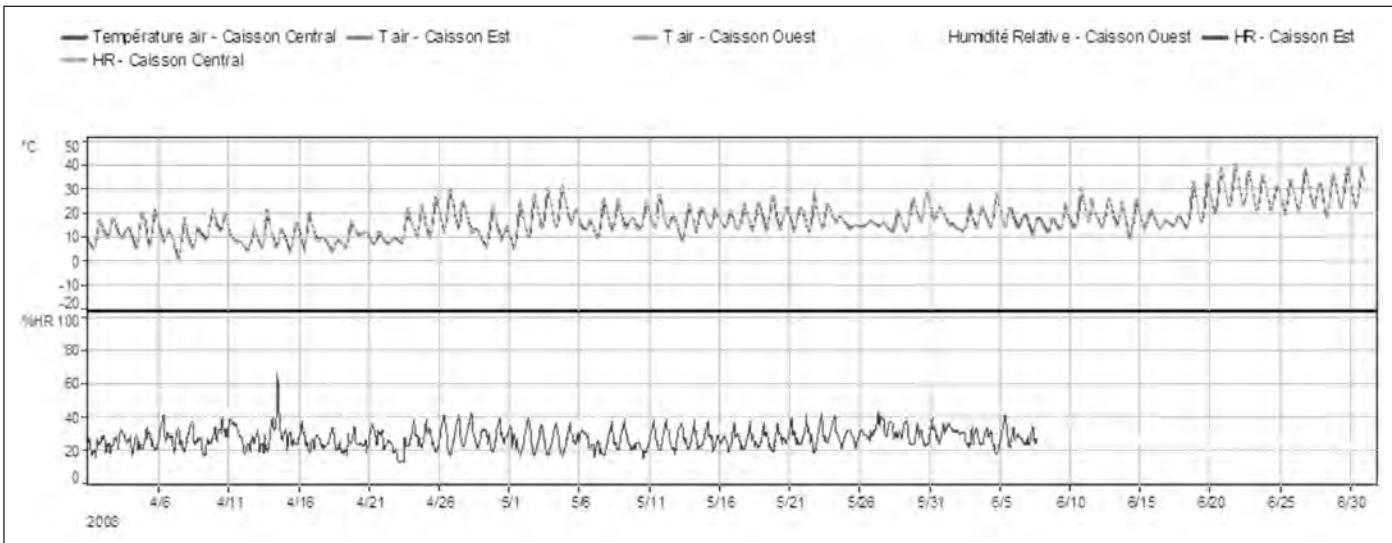
**Tableau 2 : Comparaison des fréquences mesurées et calculées pour les 14 premiers modes verticaux du tablier**

| Mode | Fréquence | Amortissement moyen (% du critique) |
|------|-----------|-------------------------------------|
| 4    | 0,260     | 0,36                                |
| 6    | 0,299     | 0,43                                |
| 8    | 0,336     | 0,79                                |
| 10   | 0,386     | 0,51                                |
| 12   | 0,433     | 0,75                                |
| 15   | 0,493     | 0,68                                |
| 17   | 0,546     | 0,53                                |
| 21   | 0,603     | 0,38                                |
| 26   | 0,654     | 0,44                                |
| 28   | 0,707     | 0,35                                |
| 29   | 0,747     | 0,48                                |
| 34   | 0,812     | 0,51                                |
| 36   | 0,832     | 0,30                                |

**Tableau 3 : Fréquence et amortissement moyen mesurés pour les 14 premiers modes verticaux du tablier**



**Photo 3 : PC d'exploitation (© Eiffage)**



**Fig. 5 : Température et humidité relative du tablier**

- la détection des phénomènes glissants
- le suivi continu des paramètres suivants :
  - ouverture des joints de chaussée sur culées,
  - température (moyenne) de l'air et du caisson,
  - humidité relative du tablier métallique (Fig. 5),
  - température en surface de la chaussée,

L'ensemble de ces mesures est visualisé en temps réel au PC d'exploitation de la gare de péage situé à Saint-Germain à 6 km au nord du viaduc (photo 3). Ce suivi des différentes valeurs mesurées est affiché sur écran sous forme numérique et graphique. L'afficheur permet de savoir si l'on est dans le cas de franchissement de

|     | déc.2006-Origine** | Nov.-2007* | Déc.-2008* | Janv.-2010* | Oct.-2010* |
|-----|--------------------|------------|------------|-------------|------------|
| C0: | s=0 mm*            | +0,4°      | -1,0°      | +1,4°       | +2,2°      |
| P1: | s=0 mm*            | -1,3-**    | -0,1°      | +0,5°       | -0,4°      |
| P2: | s=0 mm*            | -0,2°      | -0,4°      | +0,7°       | +0,6°      |
| P3: | s=0 mm*            | -1,5°      | -1,2°      | -1,0°       | -0,8°      |
| P4: | s=0 mm*            | +0,7°      | -0,5°      | +1,2°       | +1,4°      |
| P5: | s=0 mm*            | +0,2°      | -0,2°      | +1,0°       | +1,2°      |
| P6: | s=0 mm*            | -0,9-**    | -2,0°      | -0,8°       | -0,4°      |
| P7: | s=0 mm*            | -1,2-**    | -1,4°      | +1,2°       | +1,7°      |
| C8: | s=0 mm*            | -0,1°      | -0,3°      | +0,0°       | +0,1°      |

\* Origine en 2007 avec les 4 repères

\*\* Origine en 2008 avec les 4 repères

**Tableau 4 : Tassement moyen des piles et des culées depuis 2006**

seuil ou non. Les alertes surviennent lorsqu'un seuil pré-défini est franchi.

2) Le second est de contrôler le vieillissement de l'ouvrage. L'ouvrage est équipé d'une instrumentation permettant le suivi :

- Des fondations : il est réalisé des mesures altimétriques par niveling direct et une redondance par des mesures inclinométriques permettant d'évaluer le tassement absolu et différentiel éventuel des fondations dans le temps (Tableau 4).
- Des piles : il est réalisé des mesures géométriques discrètes sur prismes conjuguées à des mesures sans prisme sur les génératrices des piles de grande hauteur. En effet, en regard des mouvements importants journaliers du tablier les piles sont en permanence en mouvement et il s'avère important de surveiller l'allure de leur déformée à partir d'une mesure réalisée dans un temps le plus court

possible. En outre, les piles d'extrémité P1 et P7 comportent des capteurs inclinométriques avec des mesures en continu à l'aide du système de surveillance (Fig. 6).

Des mesures des déformations dans le béton des piles sont réalisées à l'aide d'extensomètres afin de connaître l'évolution du fluage du béton. Il est aussi effectué des mesures de la température pour évaluer les gradients thermiques transversaux et leurs effets.

- Du tablier : il est réalisé des mesures géométriques (en travée et sur appui) ; des mesures de température (dans le tablier et dans l'air) ; des mesures de l'humidité de l'air à l'intérieur du caisson et des mesures accélérométriques sur déclenchement du seuil de vent.

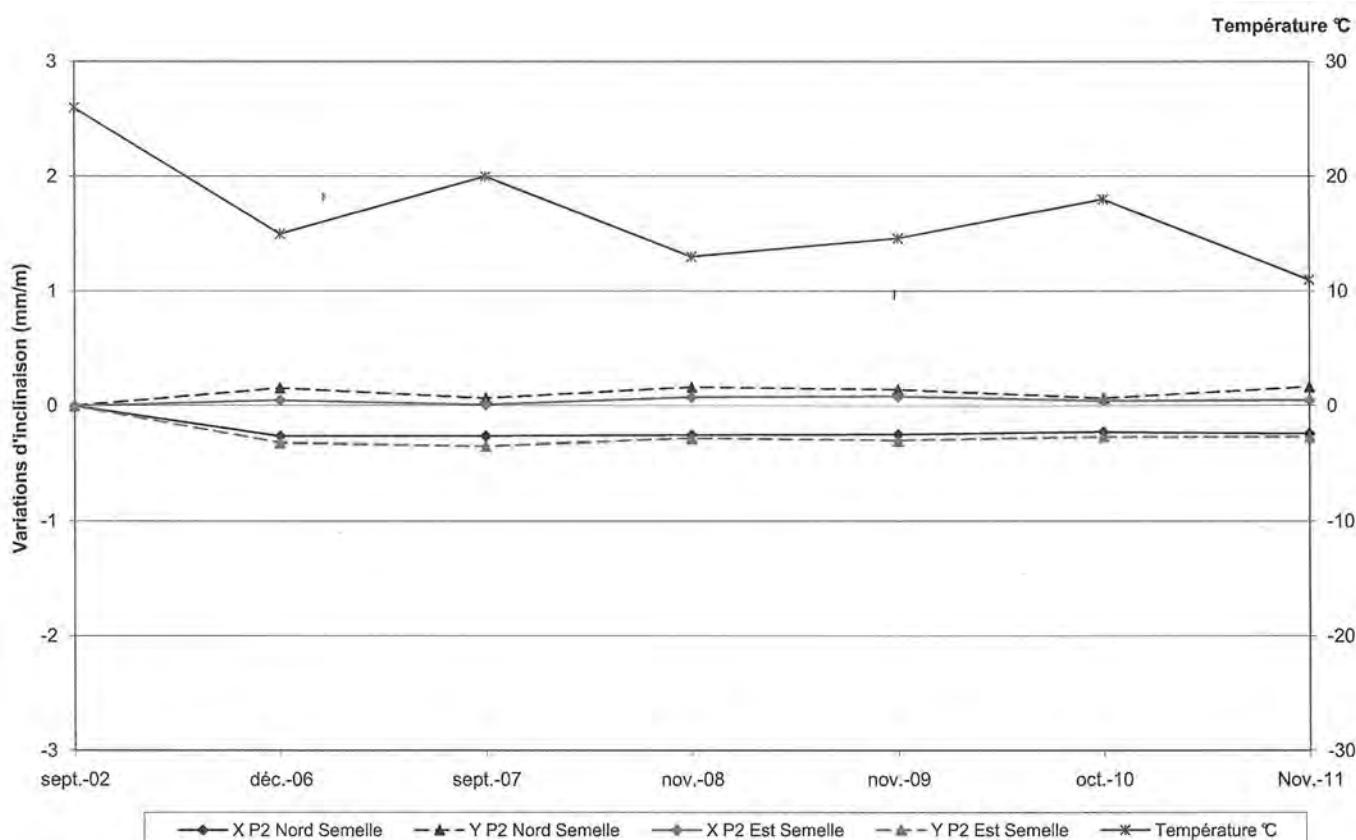
- Des pylônes : il est réalisé des mesures géométriques à l'aide de prismes et d'inclinomètres, des mesures accélérométriques en tête des pylônes P2 à P4 sur déclenchement du seuil de vent.

- Des haubans : il est réalisé le suivi :

- de l'amortissement des six haubans instrumentés côté sud du pylône P3 (Photo 4 et Fig. 7)
- de la tension dans les torons équipés de cellules de mesure,
- des éventuelles vibrations des haubans,
- Du souffle (ou déplacement) des joints de chaussée sur culée (Fig. 8 et 9)

Chaque joint de chaussé est équipé d'une paire de capteurs de déplacement pour surveiller la déformation et le déplacement du tablier par rapport au culées (Photo 5)

Chaque trimestre SITES fournit un rapport de synthèse des mesures acquises, qui permet la constitution de la base données métrologiques sur l'ouvrage. Ce rapport présente



**Fig. 6 : Variations de l'inclinaison de P2 selon les axes transversal et longitudinal**

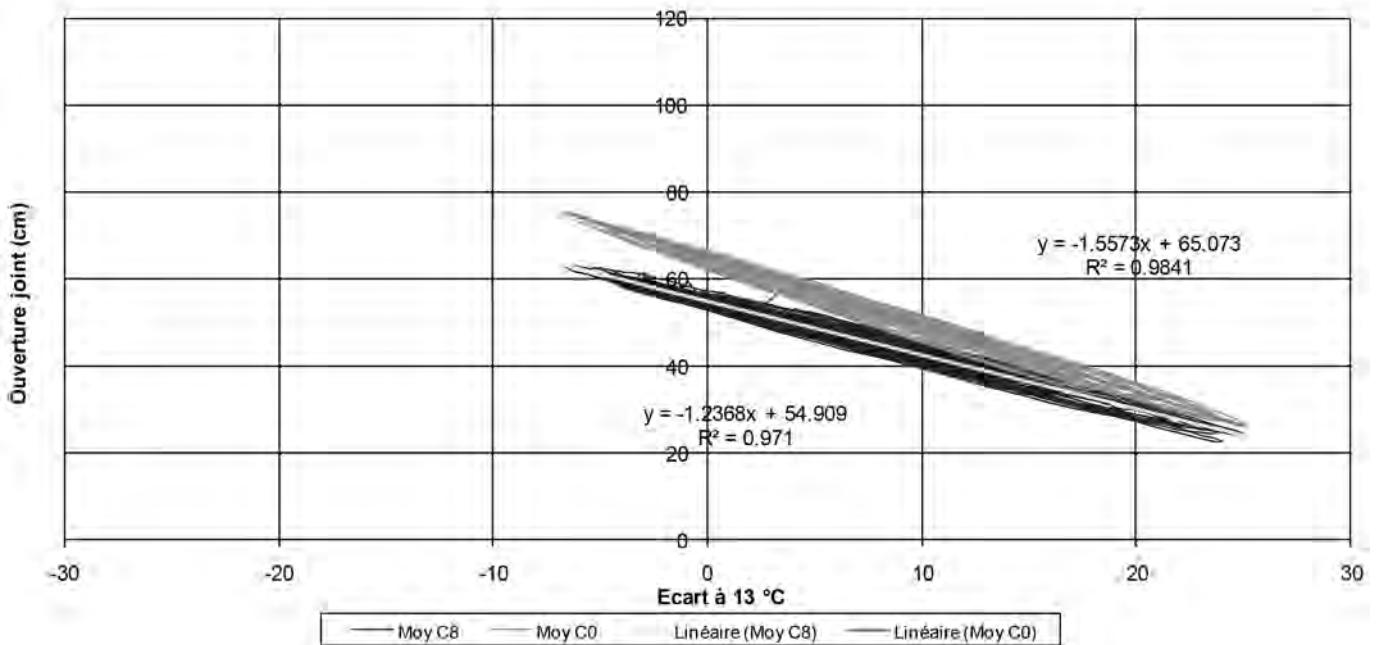


**Photo 4 : Dispositif de mesure de l'amortissement des haubans (© CSTB)**

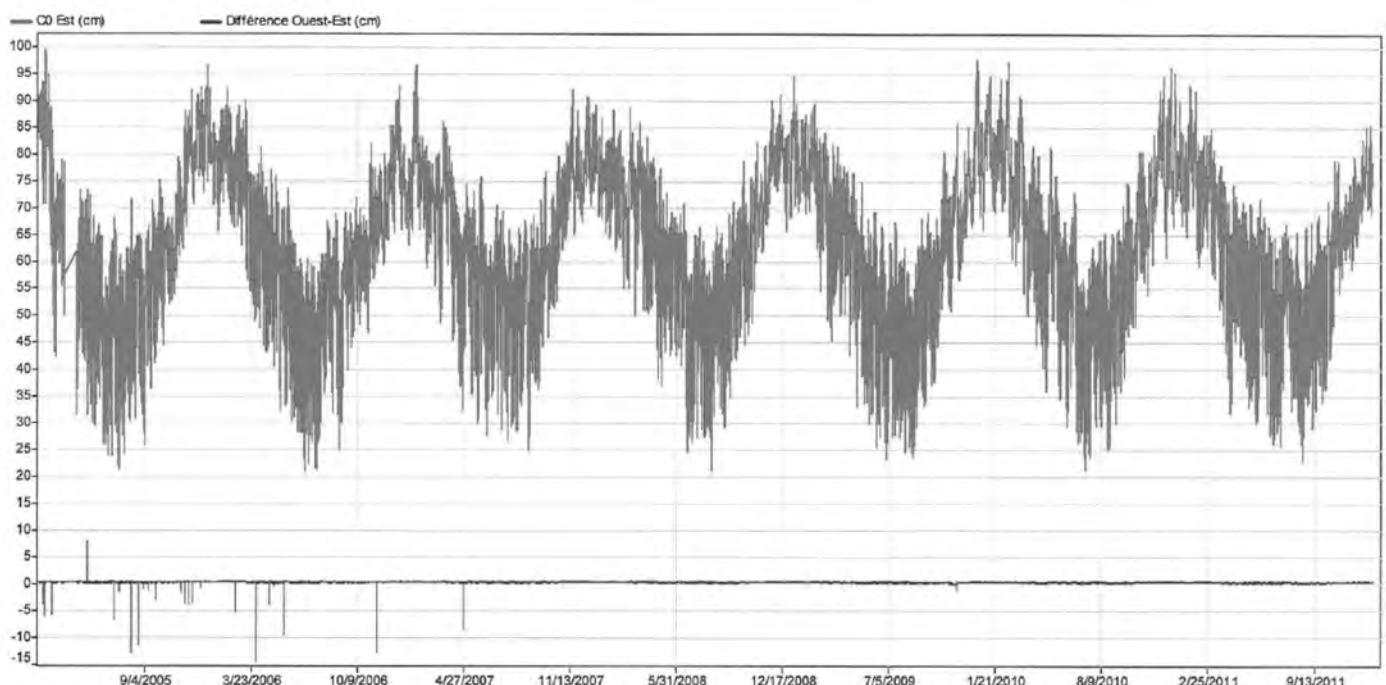
| hauban S08 |       |      |             |        |             |        |             |        |           | valeurs retenues |  |
|------------|-------|------|-------------|--------|-------------|--------|-------------|--------|-----------|------------------|--|
| date       | heure | mode | freq 1 (Hz) | X1 (%) | freq 2 (Hz) | X2 (%) | freq 3 (Hz) | X3 (%) | freq (Hz) | X (%)            |  |
| 04-avr     | 17:46 | 1    | 0.8563      | 0.43   | 0.8534      | 0.43   | 0.8546      | 0.32   | 0.85      | 0.39             |  |
| 04-avr     | 18:04 | 2    | 1.6969      | 0.26   | 1.6843      | 0.28   | 1.6932      | 0.36   | 1.69      | 0.30             |  |
| 04-avr     | 18:15 | 3    | 2.5544      | 0.16   | 2.5521      | 0.13   | 2.5399      | 0.15   | 2.55      | 0.15             |  |
| 04-avr     | 18:26 | 4    | 3.3905      | 0.21   | 3.3864      | 0.22   | 3.386       | 0.24   | 3.39      | 0.22             |  |
| 04-avr     | 18:32 | 5    | 4.2269      | 0.33   | 4.2238      | 0.36   | 4.2293      | 0.24   | 4.23      | 0.31             |  |
| 04-avr     | 18:42 | 6    | 5.0705      | 0.27   | 5.0645      | 0.14   | 5.07        | 0.25   | 5.07      | 0.22             |  |
| 04-avr     | 18:51 | 7    | 5.8977      | 0.37   | 5.9009      | 0.39   | 5.898       | 0.45   | 5.90      | 0.40             |  |
| 04-avr     | 18:57 | 8    | 6.7378      | 0.64   | 6.7176      | 0.55   | 6.7185      | 0.56   | 6.72      | 0.58             |  |
| 04-avr     | 19:02 | 9    | 7.5623      | 1.09   | 7.6192      | 1.18   | 7.5901      | 1.1    | 7.59      | 1.12             |  |
| 04-avr     | 19:10 | 10   | 8.3907      | 0.58   | 8.3586      | 0.63   | 8.3918      | 0.53   | 8.38      | 0.58             |  |

**Fig. 7 : Résultat des mesures d'amortissement pour le hauban S08**

**Déplacement / température  
2011 - Trimestre 2**



**Fig. 8 : Joints de chaussée : déplacement / température sur 1 trimestre**



**Fig. 9 : Evolution du souffle du joint de chaussée sur culée CO**

les mesures métrologiquement fiables associées à des traitements statistiques permettant de disposer de critères d'évaluation, issus de corrélation et de comparaison temporelle simple. Cette synthèse permet au Maître d'Ouvrage et à ses experts de s'assurer de l'état de santé de l'ouvrage.

**3)** Le troisième et dernier objectif est de contrôler que le comportement de l'ouvrage en service est conforme aux prévisions des calculs d'exécution. Comme pour le pont de Normandie, il a été étudié par le CSTB de Nantes des séquences de vent fort lors des tempêtes Klaus (le 24 janvier 2009) et Xynthia (le 28 février 2010).

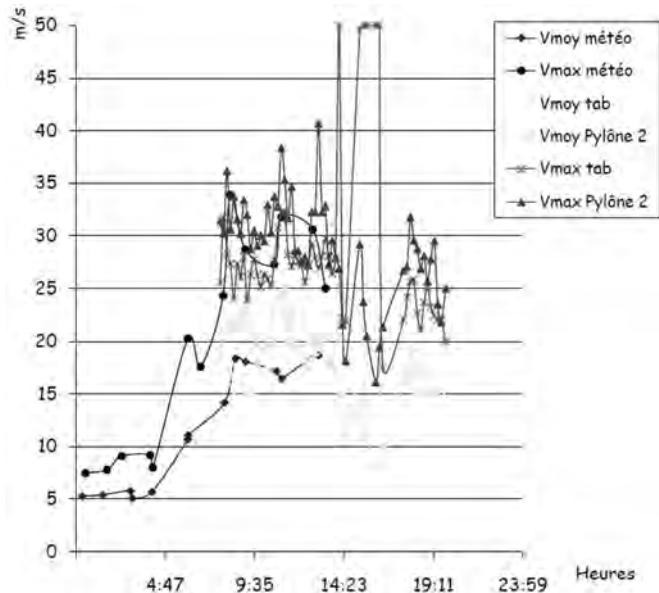
Ces études ont confirmé que les résultats des calculs théoriques effectués par le bureau Greisch lors des études d'exécution étaient sécuritaires par rapport aux résultats des calculs effectués sur la base des enregistrements mesurés par les différents capteurs (Fig. 10 à 15).

De plus, afin de s'assurer que les hypothèses de calcul concernant les effets de la température établies à partir des analyses menées sur le pont de Normandie bien adaptées, le tablier a été équipé de 27 sondes de température dans une section située en travée P2-P3 afin de permettre des enregistrements en continu depuis la mise en service fin décembre 2004 (acquisition toutes les 30 minutes environ) (Fig. 16).

Les enregistrements des mesures font actuellement l'objet d'une étude de la part du STOA d'Eiffage TP avec les conseils de Michel Virlogeux qui avait déjà piloté celle du pont de Normandie.

Nous donnons ci-après sous forme de courbes les résultats des premiers traitements réalisés à fin 2012 (Fig. 17 à 23). Une estimation du gradient thermique transversal dans les piles est également prévue afin de la comparer aux 6°C pris en compte dans les calculs et qui sont vraisemblablement largement surestimés.

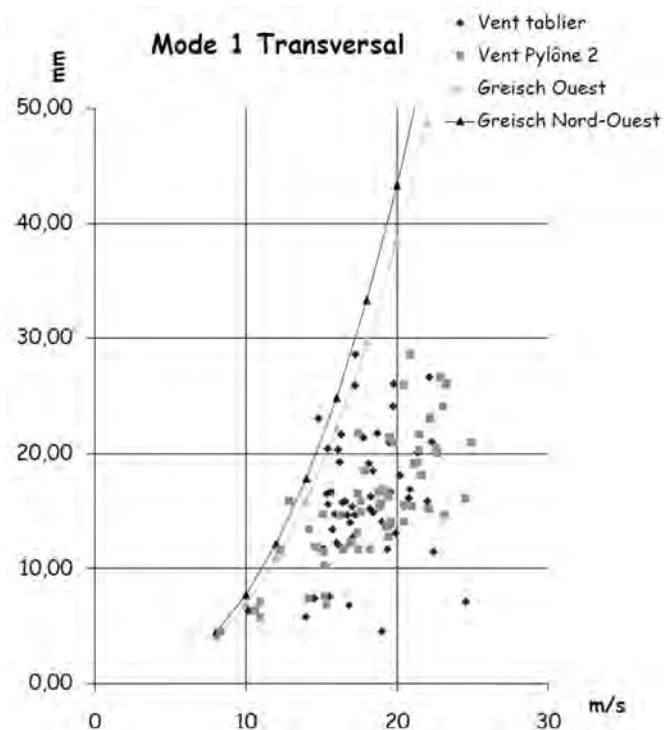
En outre, il est prévu de réaliser tous les 10 ans à partir de sa mise en service, soit en 2014, 2024, etc. des mesures sur des prélèvements de carottes de béton afin de contrôler



**Fig. 10. Tempête Klaus du 24 janvier 2009, enregistrement des vitesses de vent**



**Photo 5 : Joint de chaussée et capteur (© SITES)**



**Fig. 11. Résultats pour le mode 1 transversal**

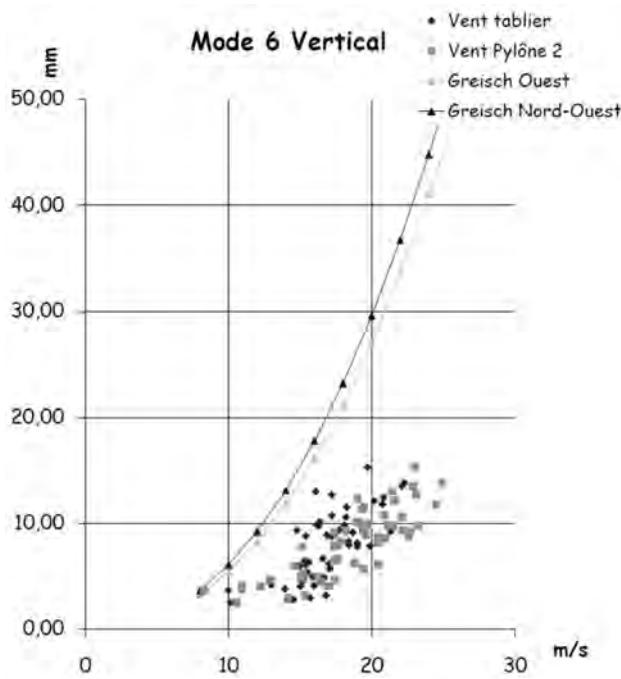


Fig. 12. Résultats pour le mode 6 vertical

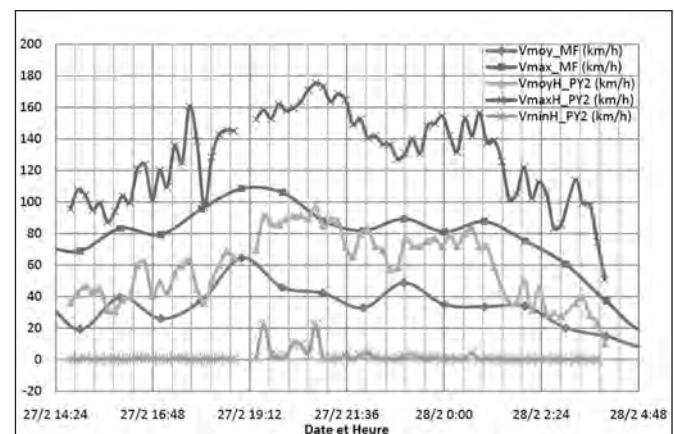


Fig. 13 : Vitesses du vent observées lors de la tempête Xynthia

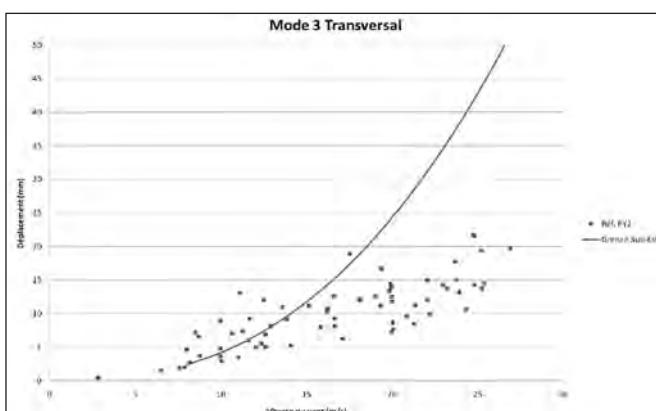


Fig. 14 : Résultats pour le mode 3 transversal

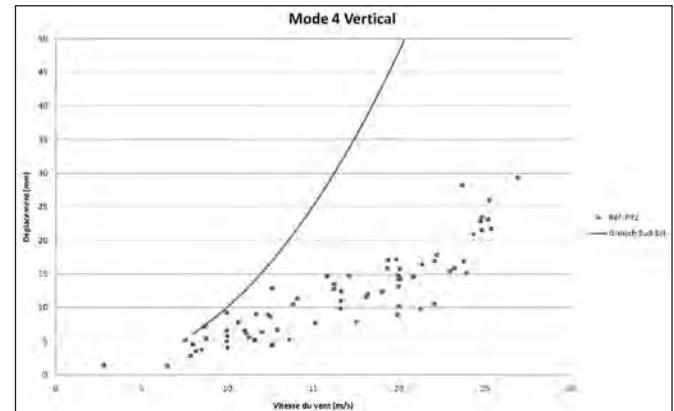
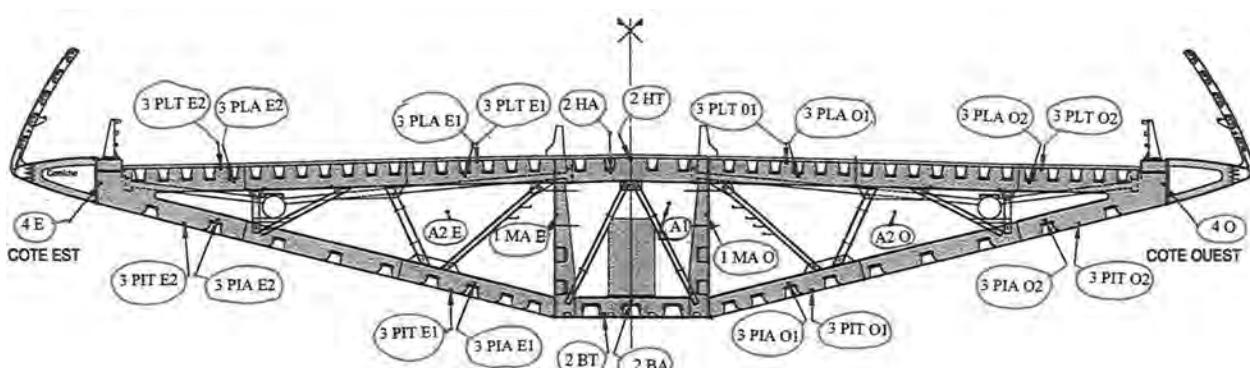


Fig. 15 : Résultats pour le mode 4 vertical



**A1** = une sonde dans le caisson central

**A2** = une sonde dans chacun des 2 caissons latéraux

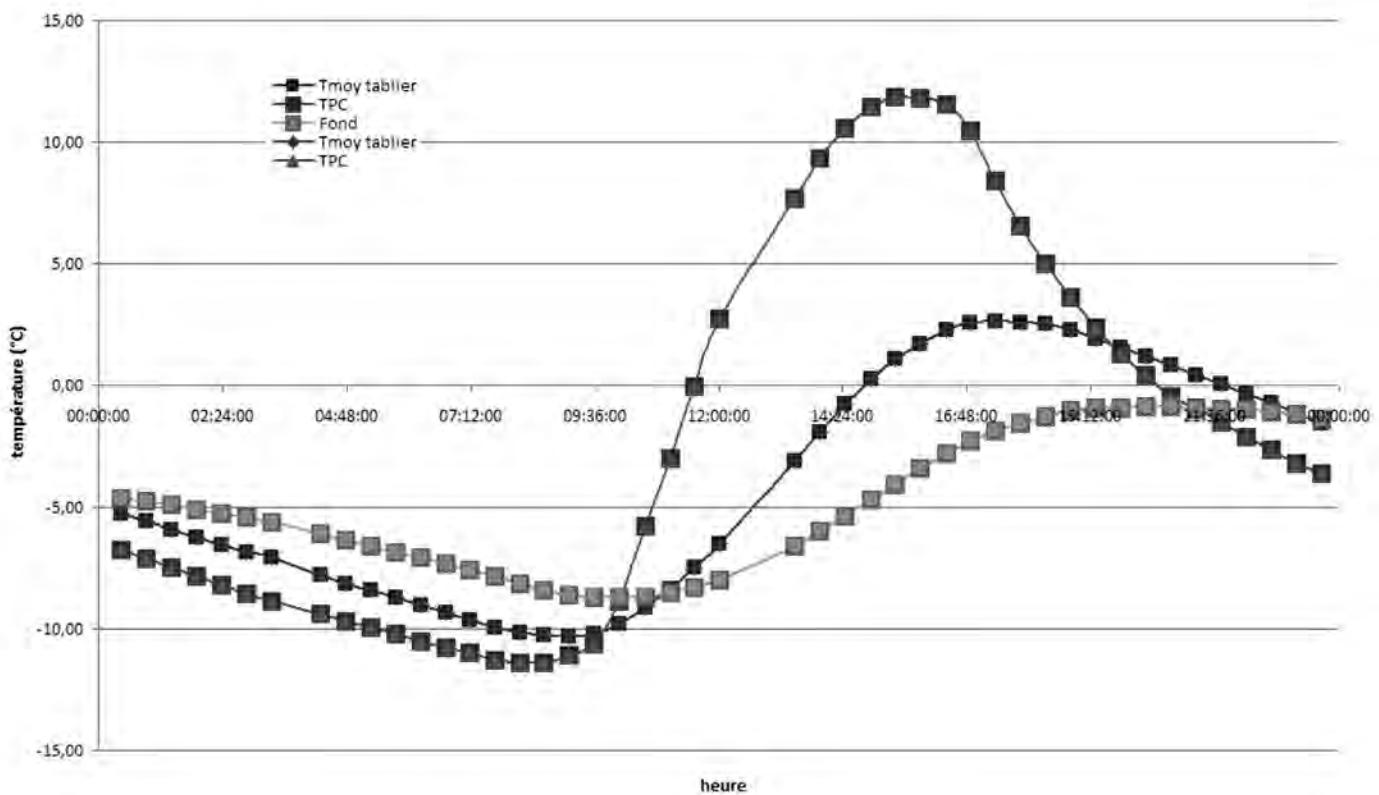
**1** = une sonde sur chacune des âmes centrales

**2** = une sonde sur la toile (coté int.) et une sur un auget voisin  
. fond de caisson central  
. toile de plateauage du caisson central

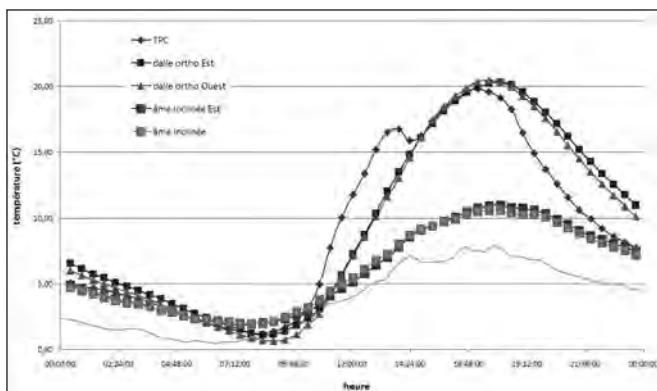
**3** = Deux fois une sonde sur la toile et une sur un auget voisin  
. chacun des 2 panneaux inclinés  
. chacune des deux toiles de plateauage latérales

**4** = une sonde sur l'âme latérale de chaque côté

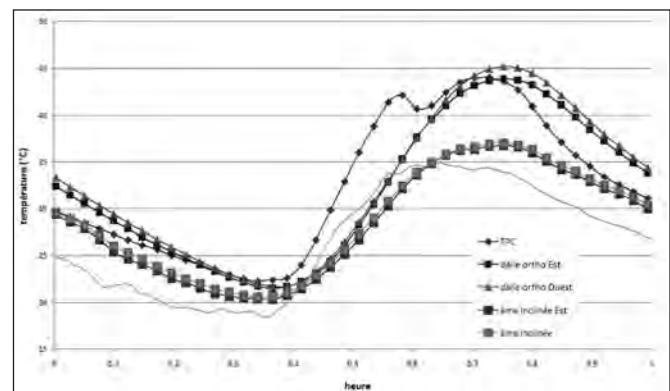
Fig. 16 : Localisation des capteurs dans le caisson



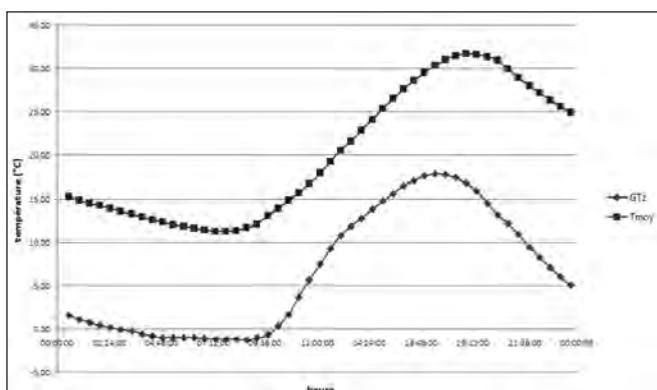
**Fig. 17 : Températures du caisson central en journée froide le 01 mars 2005**



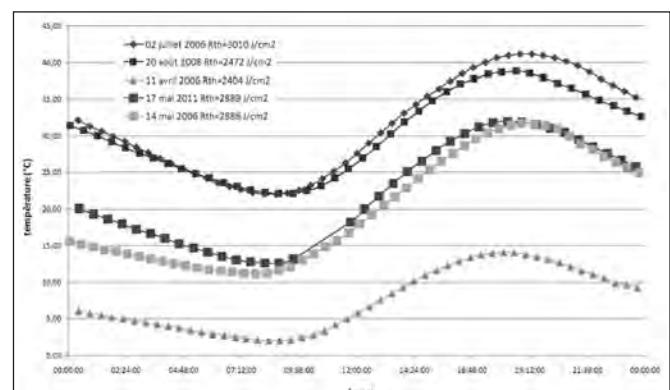
**Fig. 18 : Températures des tôles de surface en journée froide le 11 avril 2011**



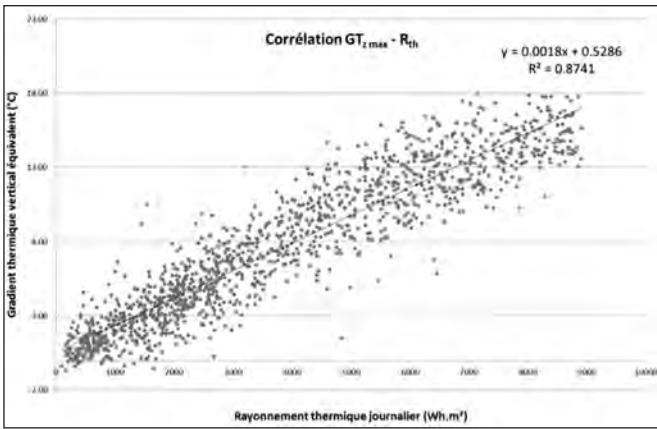
**Fig. 19 : Températures des tôles de surface en journée chaude le 20 août 2011**



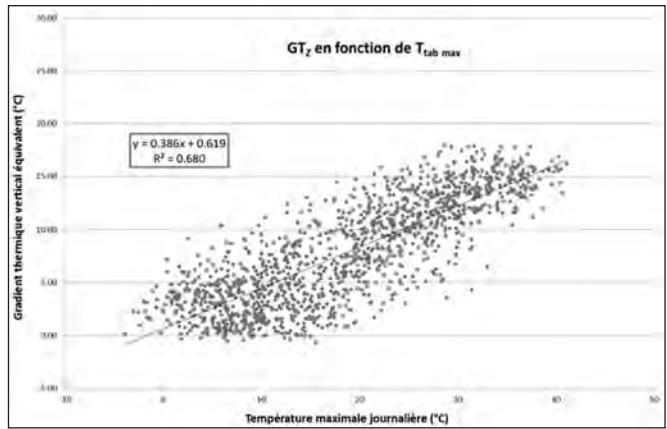
**Fig. 20 : Evolution du gradient thermique vertical équivalent en fonction de la température moyenne**



**Fig. 21 : Evolution de la température moyenne du caisson sous fort rayonnement thermique**



**Fig. 22 : Représentation du gradient thermique vertical équivalent en fonction du rayonnement thermique journalier**



**Fig. 23 : Représentation du gradient thermique vertical équivalent en fonction de la température du caisson**

simultanément la durabilité et le vieillissement du béton armé des piles (carbonatation et pénétration des chlorures). Les premiers essais réalisés en 2008 sur les échantillons prélevés en pied et au droit des planchers aux niveaux - 90 m et - 168.58 m de la pile P2 ont montré que :

- pour le contrôle de la résistance à la compression, du module d'Young statique et de la résistance à la traction par fendage du béton (B60) : les valeurs mesurées sont largement supérieures aux valeurs prises en compte dans les calculs 75 MPa en moyenne en compression et 7 MPa en traction et un module de déformation longitudinale moyen de 45 GPa.
- la perméabilité à l'oxygène (selon les recommandations de l'AFPC-AFREM) est de l'ordre de  $4.10^{-17} \text{ m}^2$  en moyenne.
- La teneur en chlorures est quasiment non détectable quelle que soit la profondeur compte tenu de sa limite de détection égale à 0.005% de la masse du béton.

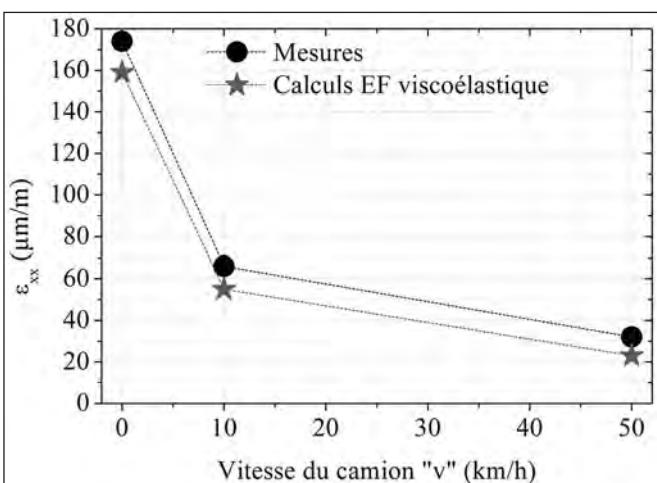
## 4. CONCLUSION

Afin de valider les calculs et de pouvoir juger du comportement de l'ouvrage pendant sa construction (et notamment pendant les opérations de lançage), puis durant la phase d'exploitation, il a été mis en œuvre un

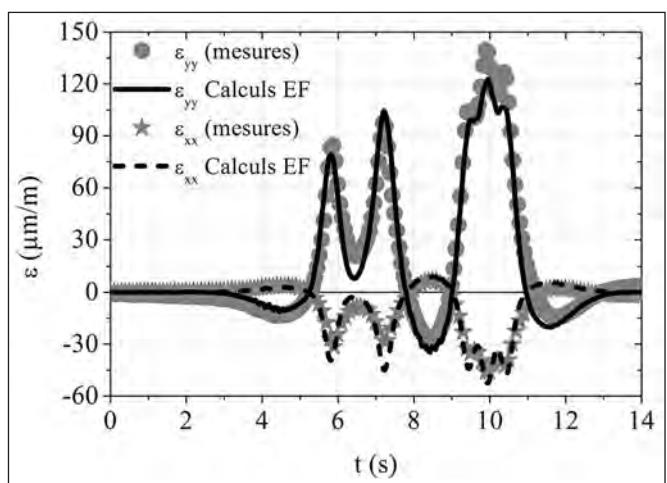
programme d'instrumentation, dont l'importance dépasse de beaucoup ce qui se fait habituellement pour les ouvrages haubanés et exceptionnels. Après avoir suivi le comportement de tous les éléments de l'ouvrage pendant sa construction (fondations, piles, palées provisoires, tablier, pylônes, haubans), les opérations liées à la réception de l'ouvrage ont permis d'établir les valeurs de base qui servent de référence pour le suivi du viaduc pendant son exploitation.

Par ailleurs, le viaduc de Millau a été associé aux deux programmes de recherche suivants :

- le projet ANR « ORTHOPLUS » dont l'objectif était l'optimisation du comportement mécanique des dalles orthotropes et de leur revêtement pour une optimisation globale de leur cycle de vie. Deux campagnes d'essais se sont déroulées sur le viaduc de Millau en octobre 2009 et en octobre 2010 afin de confronter et comparer les résultats des mesures sur site avec ceux des calculs 3D aux éléments finis (Fig. 24)
- le projet LCPC de pesage en marche par pont instrumenté dont l'objectif est de s'assurer de la capacité de systèmes à mesurer avec une précision très satisfaisante et avec une bonne fiabilité les charges sur les ouvrages à dalle orthotrope; et ainsi de fournir aux maîtres d'ouvrages et exploitants des renseignements sur le comportement sous trafic avec une connaissance précise des



**Fig. 24 : Comparaison valeurs mesurés – valeurs calculées (programme ORTHOPLUS)**



charges réellement appliquées et de leur historique. Les données recueillies seront ainsi utiles au suivi et à la surveillance de leur ouvrage (Photo 6).

Depuis la mise en service de l'ouvrage le 16 décembre 2004, il a ainsi été vérifié que le comportement de l'ouvrage restait conforme aux prévisions des calculs d'exécution.



**Photo 6 : Pesage en marche des camions (© Ifsttar)**

# **ORTHODALLE : UN PROCÉDÉ INNOVANT DE RENFORCEMENT DE TABLIER À DALLE ORTHOTROPE - L'EXEMPLE DU PONT D'ILLZACH**

---

**Z. HAJAR<sup>1</sup>, M. NOVARIN<sup>1</sup>, C. SERVANT<sup>1</sup>, E. LUANGKHOT<sup>2\*</sup>, G. GÉNÉREUX<sup>2</sup>,  
D. CHAMPENOY<sup>3</sup>, D. PRYBYLA<sup>3</sup>, D. BITAR<sup>4</sup>, S. FYON<sup>5</sup>, B. HAASMANN<sup>5</sup>**

<sup>1</sup> Eiffage TP

<sup>2</sup> Sétra

<sup>3</sup> CETE de l'Est

<sup>4</sup> CTICM

<sup>5</sup> Conseil Général 68

\* Aujourd'hui chez Arcadis

---

## **1. INTRODUCTION**

La solution technique pour le projet de réparation du pont de la RD201 sur le canal de Huningue à Illzach est issue du programme de recherche ANR dénommé ORTHOPLUS. L'objectif principal du projet de recherche ORTHOPLUS piloté par le SETRA était de mettre au point les outils théoriques et méthodologiques de prise en compte de l'épaisseur et de la nature du revêtement dans le calcul en fatigue d'un tablier métallique à dalle orthotrope. Ces outils ont ainsi été utilisés dans un second temps pour optimiser les revêtements bitumineux épais existants et pour développer une solution innovante de revêtement mince en béton fibré à ultra-hautes performances (procédé ORTHODALLE).

Ce procédé, lauréat de la Charte Innovation Routière 2010, a été expérimenté sur un ouvrage en exploitation dont le platelage orthotrope présentait une forte pathologie, à Illzach près de Mulhouse, par la mise en œuvre d'éléments

de dalles préfabriquées en lieu et place du revêtement bitumineux au cours de l'été 2011.

La mise en œuvre de ce procédé novateur est accompagnée d'une instrumentation fine du tablier, de façon à s'assurer du bon comportement dans le temps de l'ouvrage réparé.

## **2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ET DES DÉSORDRES OBSERVÉS**

L'ouvrage (Photo 1) dont la mise en service date de 1970 se compose d'une travée isostatique constituée d'un tablier à poutres latérales de type WARREN de 106 mètres de longueur encadrant un platelage de type orthotrope. La largeur totale de l'ouvrage, égale à 12,60 m, porte une chaussée à deux voies de circulation (une dans chaque sens) de 8 mètres de large (largeur utile du tablier égale à 11,00 mètres).



Photo 1 : Vue générale de l'ouvrage - source : Eiffage TP

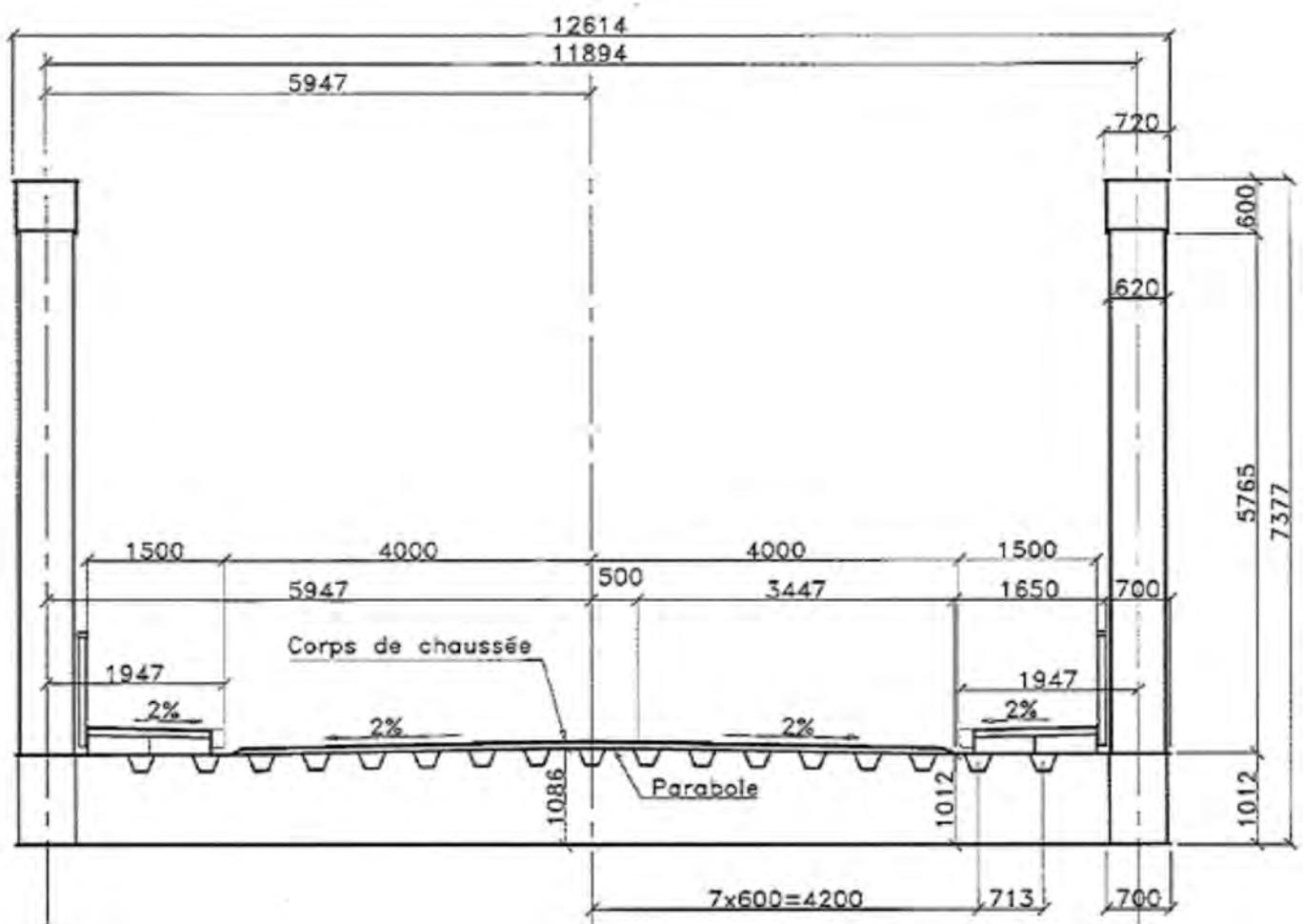


Figure 1 : Coupe transversale

La dalle orthotrope (Photo 2) est constituée d'une tôle métallique de platelage de 12 mm d'épaisseur raidie transversalement par 34 pièces de pont formant 33 intervalles appelés « caisson » et raidie longitudinalement par 17 nervures trapézoïdales fermées appelées augets (figure 1). L'espacement des pièces de pont est de 3,20 m environ et les augets sont discontinus au droit des pièces de pont.

Le revêtement sur ouvrage d'une épaisseur de 80 mm à la mise en service est constitué d'un asphalte bicouche surmonté de BBSG. Avant sa réparation, le tablier présentait de nombreuses fissures le long de la soudure auget/pièce de pont (183 fissures repérées en 2001 et 60 supplémentaires relevées lors de l'inspection détaillée en été 2009). Ces fissures étaient localisées en pied du cordon de sou-

dure auget/pièce de pont, généralement dans l'âme de la pièce de pont, parfois dans le platelage. Il n'y avait pas de propagation à proprement parler, toutefois quatre fissures se prolongeaient longitudinalement entre l'auget et le platelage (Photo 3).

La présence d'eau constatée dans les augets faisait craindre un risque de fissuration de fatigue dans le platelage non détectable en présence du revêtement. De nombreuses traces de corrosion sur les diagonales des poutres WARREN et dans le platelage en intrados du tablier, ont aussi été constatées. Afin de le maintenir en exploitation, l'ouvrage a été mis en sécurité vis-à-vis du risque de décrochage des augets en février 2010. Parallèlement, une solution de renforcement et de réparation de l'ouvrage a été recherchée par le CG68 et le CETE de l'Est

### 3. LA SOLUTION DE RÉPARATION PROPOSÉE PAR EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS

Les dégradations constatées portaient essentiellement sur le platelage à la jonction auget-pièce de pont alors que les

poutres porteuses principales étaient en bon état de conservation.

De ce fait, la solution de réparation la plus appropriée consiste à accroître fortement la rigidité du platelage supérieur en lui connectant rigidement une dalle mince en BFUP. L'inertie étant sensiblement accrue, les efforts de flexion longitudinale sont filtrés par le revêtement en BFUP et les contraintes à la jonction auget-pièce de pont sont ainsi notablement réduites.

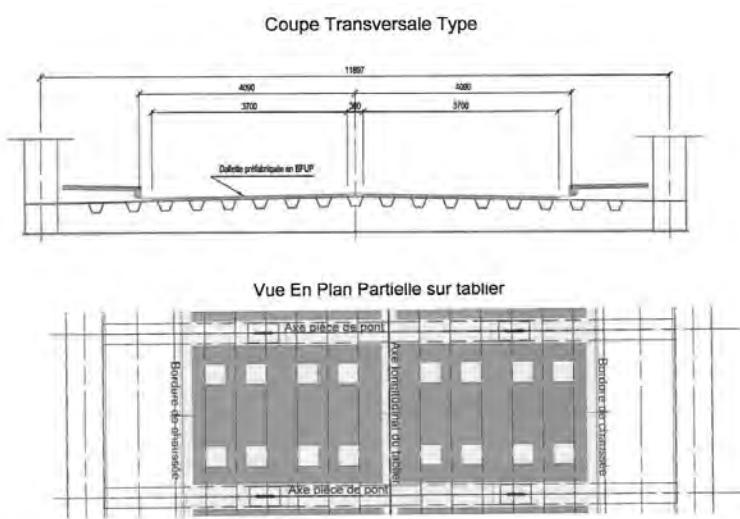
Cette solution a été mise en oeuvre en combinant la préfabrication et le clavage en place des éléments préfabriqués. Le revêtement en BFUP est constitué de 66 dalles préfabriquées de dimension 3.45mx2.70m en plan et de 5cm d'épaisseur disposées longitudinalement sur 2 files. La partie coulée en place est constituée de bandes longitudinales de clavages au nombre de 3 (une centrale de 30 cm et deux latérales de 20 cm de large), ainsi que des bandes transversales de clavage de 60 cm de large, axées sur les pièces de pont. La continuité mécanique du BFUP au travers des joints de reprise est assurée à l'aide d'un ferrailage en treillis soudé ST 65C disposé au niveau du feuillet moyen de la dalle. La dalle BFUP est connectée au platelage à l'aide de « mini » goujons type Nelson disposés dans les bandes de clavage et dans les poches des éléments préfabriquées de 380mm x380mm (figure 2).



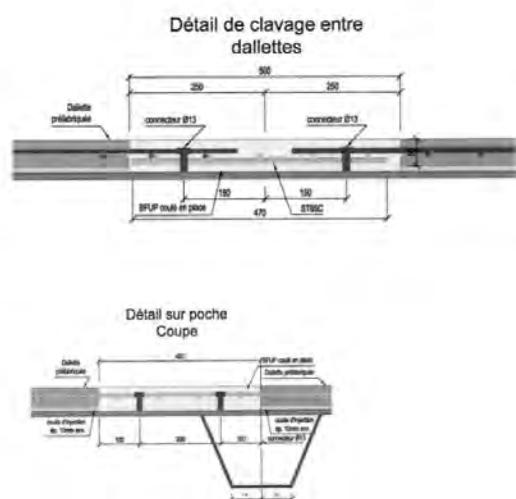
**Photo 2 : Sous-face du platelage - source : Eiffage TP**



**Photo 3 : Désordres observés - source : Cete de l'Est**



**Figure 2 : Principe de renforcement**



L'utilisation de dalles préfabriquées a permis de réduire au strict minimum les nuisances et restrictions de circulation et de minimiser les quantités de BFUP à couler en place, les cantonnant aux seules zones de clavage entre dalles ce qui permet d'avoir des moyens de bétonnage limités.

Cette solution avec dalles préfabriquées a été également favorisée par la géométrie du tablier (alignement droit), permettant de couvrir toute la surface avec un seul type d'élément préfabriqué

## 4. LE PROGRAMME DE SUIVI EXPÉRIMENTAL

L'étude expérimentale du comportement du complexe dalle orthotrope-BFUP ne pouvant s'appuyer sur un protocole d'essais classiques puisqu'il s'agit d'un complexe innovant de deux structures sans références antérieures en France, il est apparu pertinent de réaliser une première campagne d'expérimentation basée sur l'essai de flexion « cinq points » utilisé par les entreprises routières pour tester en fatigue les revêtements de chaussée (essai normalisé NFP 98-286).

Ces essais, réalisés dans le cadre du projet de recherche Orthoplus, ont permis d'étudier sur des échantillons de petites dimensions 580 x 220 mm, trois types de connexion pour une épaisseur constante de BFUP de 35 mm.

Ces essais à petite échelle ont montré un excellent comportement en statique et en fatigue du complexe tôle/BFUP quel que soit le mode de connexion : goujons, treillis-soudé ou treillis-soudé avec plaque crénelée de connexion soudée à la tôle.

L'essai de flexion « cinq-points » ne permettant pas de simuler le comportement de la dalle orthotrope munie de ses augets, il en résulte que ni le comportement en flexion longitudinale ni le cumul des contraintes longitudinales et transversales n'étaient accessibles dans ce type d'essai.

C'est ainsi que plusieurs corps d'épreuve à plus grande échelle ont été testés en statique et en fatigue au laboratoire

central de l'IFSTTAR. Il s'agissait d'éléments de dalle orthotrope de dimensions 2,40 x 4,00 m fabriqués à cette occasion dans l'usine d'EIFFAGE CONSTRUCTION METALLIQUE de Lauterbourg, et revêtue soit de béton bitumineux, soit de BFUP.

En complément, une campagne d'essais sur structure réelle de grande dimension « échelle 1 » dans le cadre du programme ORTHOPLUS a été entreprise. Cette campagne d'essais a consisté à étudier le comportement d'un plate-lage de type « VMD » (Viaduc Métallique Démontable) fourni par le CNPS (Centre National des Ponts de Secours). Le tablier « VMD » de 12,80 m de longueur et de 3,50 m de largeur a été transféré sur le site de Monthyon, près de Meaux, où EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS dispose d'une usine de fabrication d'enrobés et d'installations permanentes, afin de faire l'objet de différents tests.

Le tablier « VMD » avait pour rôle principal de quantifier le bénéfice structurel apporté par le revêtement en BFUP par rapport à une configuration tôle nue ou à celle avec un revêtement bitumineux non participant.

Plusieurs solutions pouvant être adoptées selon la nature du projet à réaliser dans le cadre d'un marché de travaux aussi bien pour la construction d'un tablier neuf que pour la réparation d'un tablier présentant des signes pathologiques ont été testées.

Pour valider la solution technique retenue pour le pont de la RD201 à Illzach, un élément de dalle préfabriquée en BFUP a été connecté à cette occasion au platelage orthotrope du tablier « VMD » (Photos 4 et 5).

La dalle préfabriquée était munie de « poches » permettant de concentrer les connecteurs par paquets et d'assurer la liaison par clavage du BFUP coulé en place. Cette disposition est proche de celle mise en œuvre pour les ponts mixtes bipoutres à dalle béton armé préfabriquée.

Des épreuves de chargement ont été ensuite réalisées après que le tablier « VMD » ait été instrumenté afin de quantifier le gain apporté en flexion locale et en flexion générale.



Photo 4 : Tablier VMD – Dalle préfabriquée



Photo 5 : Tablier VMD – Bétonnage des zones de clavage

## 5. LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

Les justifications de l'ouvrage ont été menées dans les deux configurations "État initial" et "État renforcé", en considérant les charges routières civiles et les charges militaires pour lesquelles l'ouvrage avait été conçu.

La modélisation de la structure a été conduite à l'aide de modèles aux éléments finis 3D à partir d'éléments coques simulant finement le platelage orthotrope et son revêtement en BFUP (figure 3).

Les calculs ont été réalisés, en considérant dans un premier temps un comportement élastique linéaire des matériaux avec une loi d'interface acier-béton issue des essais push-out réalisés dans le cadre du projet ORTHOPLUS.

La prise en compte de la fissuration du BFUP dans les zones sur appuis au droit des pièces de pont a également été analysée, de manière à évaluer les effets de redistribution dans le platelage mixte acier-BFUP.

La comparaison des résultats du calcul de l'ouvrage avant et après renforcement (Tableau 1), a montré un gain important de raideur ainsi qu'une réduction appréciable des contraintes dans le platelage métallique.

Les calculs à la fatigue sont effectués selon la méthode « cumul de dommage ». En retracant l'historique du char-

gement et la projection du trafic à venir, Les dommages à l'état initial et l'état renforcé ont été évalués et il a été calculé l'effet de la présence de la dalle BFUP sur l'espérance de vie de l'ouvrage après renforcement.

Les deux détails critiques pour l'ouvrage sont d'une part la soudure des augets discontinus sur l'entretoise. (Détail 36 selon EN 1993-1-9), et d'autre part la soudure de l'auget sur le platelage par un cordon d'angle (Détail 71 selon EN 1993-1-9 ou 125 selon les travaux de KOLSTEIN et du projet ORTHOPLUS).

Pour le premier détail, la présence de la dalle BFUP a permis de diminuer les contraintes en fibre inférieure de l'auget à la jonction avec l'entretoise de presque 50 %, ce qui permet de prolonger la résistance des détails non fissurés de près de 20 ans. Concernant le deuxième détail, la réduction des contraintes permet d'avoir une durée de vie de plus de 80 ans.

En ce qui concerne les justifications propres au revêtement en BSI®, elles sont basées sur les "Recommandations provisoires AFGC-SETRA pour les BFUP de 2002", en considérant la classe IV correspondant à une section armée par des fibres et des aciers passifs. Pour les joints de reprise la résistance de la section correspond à celle d'une section en béton armé sans contribution des fibres.

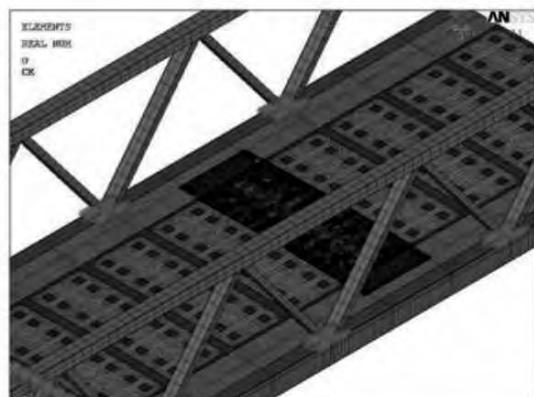
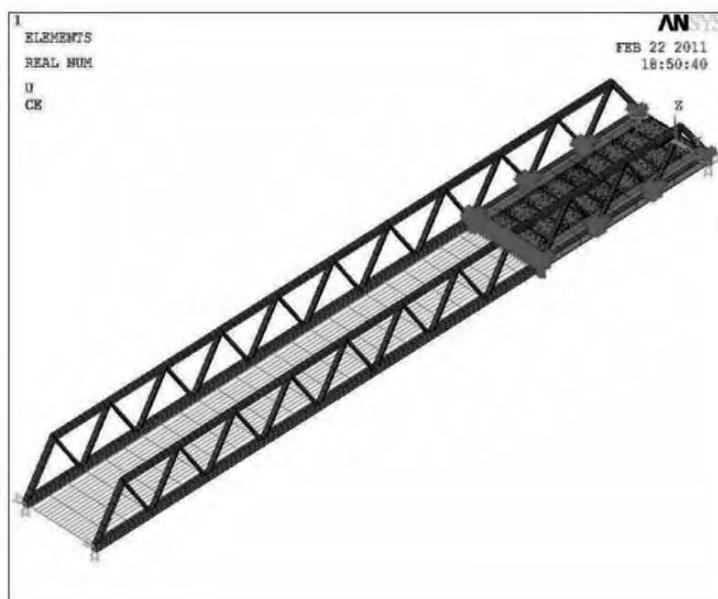


Figure 3 : Vue modèle 3D

| Contraintes en MPa |   | Pont initial      | Pont renforcé    | Écart                |
|--------------------|---|-------------------|------------------|----------------------|
| Tôle de Platelage  | $\sigma_x$ (longitudinal)<br>$\sigma_y$ (transversal)       | 263<br>390        | 163<br>154       | -38%<br>-61%         |
| Augets             | $\sigma_x$ sous face<br>$\sigma_x$ âme<br>$\sigma_{xz}$ âme | 398<br>252<br>122 | 298<br>107<br>59 | -25%<br>-58%<br>-52% |
| Pièce de pont      | $\sigma_y$<br>$\sigma_{xz}$                                 | 243<br>120        | 210<br>104       | -14%<br>-13%         |

Tableau 1 : Contraintes à l'ELU - Comparaison Etat initial / Etat renforcé

## 6. LES TRAVAUX DE RÉPARATION

Le challenge était de réaliser les travaux de renforcement de la dalle orthotrope en bénéficiant, d'une interruption totale de la circulation de l'ouvrage en été pendant deux mois seulement en juillet et août 2011.

La préfabrication des dalles BFUP (66 au total) a démarré en atelier début avril 2011 avec un rythme moyen de 4 dalles par jour.

Sur site, les travaux préparatoires ont consisté en :

- La dépose des revêtements sur ouvrage, couche d'enrobé et d'étanchéité.
  - La préparation de la surface de la tôle de la dalle orthotrope après dépose des revêtements par hydrodécapage afin d'éliminer toutes les matières non adhérentes au support.
- Pour les travaux de renforcement prévus sur 9 semaines, il s'agissait d'effectuer :
- **La pose des goujons-connecteurs** (Photo 6), par soudure à l'arc par fusion et forgeage au pistolet. Au total, près de 12000 goujons ont été soudés sur l'ouvrage.
  - **La pose et réglage des dalles préfabriquées** en BFUP (Photo 7) à l'aide d'un chariot télescopique, en partant du milieu de la travée vers les appuis.

• **La pose des armatures** (treillis soudés) dans les zones de clavage transversal et longitudinal

• **La réalisation des bandes de clavage** transversal et des poches en BFUP coulé en place (Photo 8). La fabrication du BSI® sur le site a été réalisée avec un malaxeur classique à axe vertical et par gâchées de 250 l.

• **L'injection au coulis de l'interface dalle / tôle**, est réalisée à l'aide d'un mortier sans retrait. Des trous d'injection et des événements sont prévus dans les dalles préfabriquées, permettant de garantir le bon remplissage de l'interface.

• **La mise en œuvre de l'étanchéité et du revêtement**

Après une préparation du support par greaillage, un traitement par pontage des reprises de bétonnage et après application d'un primaire en résine époxydique, une couche de roulement en résine gravillonnée est mise en œuvre (Photo 9), sur une épaisseur totale d'environ 10 mm.

Les travaux préparatoires ont démarré le 14 juin 2011. La pose des dalles s'est déroulée en juillet/août 2011.

La remise en service du tablier renforcé a pu être faite le 1<sup>er</sup> septembre 2011, permettant ainsi notamment aux transports scolaires de circuler à nouveau sur l'ouvrage.



Photo 6 : Pose des « mini » goujons



Photo 7 : Pose des dalles préfabriquées



Photo 8 : Pose des dalles préfabriquées



Photo 9 : Mise en œuvre de la couche de roulement

## 7. LE CONTRÔLE DES TRAVAUX ET LA VALIDATION DE L'EXPÉRIMENTATION

Le Réseau Scientifique et Technique (SETRA + CETE EST) du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (MEDDE), a eu pour mission de contrôler et valider les études d'exécution, le choix des matériaux et leur mise en œuvre, ainsi que les procédures de mise en œuvre des matériaux.

L'objet de la validation est d'analyser le fonctionnement mécanique réel de l'ouvrage par rapport au fonctionnement théorique mis en évidence à l'occasion des études d'exécution par les modèles de calcul aux éléments finis. Il s'agit également d'étudier le comportement mécanique avant et après renforcement de manière à évaluer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage réparé et d'étudier le comportement mécanique dégradé de l'ouvrage dans l'hypothèse de la rupture d'un auget.

**Pour la flexion générale**, il s'agit d'examiner l'impact de la mise en œuvre de la dalle sur le comportement de la structure métallique d'origine (flexion générale de l'ouvrage et flexion locale des pièces de pont), en s'intéressant notamment au niveau de connexion sous l'action des charges de trafic, des effets thermiques (différence de température entre la dalle en béton et les poutres métalliques) et de retrait.

**Pour la flexion locale**, il s'agit d'évaluer, tout particulièrement au droit des augets les variations de contraintes en fatigue dans la nouvelle configuration par rapport à l'ancienne.

**Pour la détermination des actions de fatigue, ont été réalisés :**

- l'enregistrement du trafic pendant une durée de deux mois de manière à caractériser le trafic réel circulant sur l'ouvrage.
- l'enregistrement simultané de variations de contraintes sur les poutres porteuses et sur les augets étudiés afin de mettre en évidence l'effet dynamique global et local du trafic..

**Pour ce faire, le programme d'instrumentation prévoyait :**

- l'instrumentation d'une zone d'about ainsi que la zone de milieu de travée sur un ensemble de trois augets situés à l'aplomb d'une file de roues de poids lourd.
- l'instrumentation de la section de mi-travée des poutres porteuses avec des jauge extensométriques (membrure supérieure et inférieure), ainsi qu'avec des sondes de température.
- l'instrumentation de la section de mi-travée de la pièce de pont située à mi-travée avec des jauge extensométriques (membrure supérieure et inférieure), ainsi qu'avec des sondes de température.
- l'instrumentation de l'about de l'ouvrage pour détecter d'éventuels glissements entre la dalle et le platelage.
- le relevé de la déformation globale de l'ouvrage (à mi-travée) et locale (à mi-travée de flexion de la pièce de pont située à mi-travée de l'ouvrage).

Au total, 72 jauge de déformations ont été collées en intrados de l'ouvrage et sur les poutres principales (Photo 10). Un suivi topométrique de la section à mi-travée a également été réalisé. Des prismes ont été fixés sur les membrures inférieures et supérieures des poutres principales. Un prisme a été fixé en sous-face de la semelle inférieure de la pièce de pont n°17, dans l'axe de l'ouvrage. Ce suivi a permis d'examiner le comportement global de la structure renforcée.

Les épreuves de chargement ont été conduites avant et après réparation afin d'évaluer le comportement de l'ouvrage renforcé. À mi-travée, le pont a été chargé par 6 camions tandis que 2 camions ont suffi pour l'étude des sections d'about.

Les principales conclusions que l'on peut tirer des épreuves de chargement avant et après réparation sont :

- le fonctionnement global de la structure (sous charge statique), n'est pas modifié ; les flèches sont diminuées de l'ordre de 2% et les contraintes dans les poutres principales sont sensiblement les mêmes.
- la flexion longitudinale des pièces de pont est réduite : la connexion des dalles BFUP au droit des bandes de clavage est excellente ;
- l'évaluation du fonctionnement local des augets est particulièrement difficile : les écarts de position des roues entre théorie et pratique, puis entre les deux épreuves de chargement induisent des différences de comportement



Photo 10 :Instrumentation du platelage - source : CETE de l'Est



local de la structure qu'il est impossible d'appréhender. Aussi, seules des tendances peuvent être déduites des mesures :

- les dalles BFUP semblent mieux répartir les efforts vers les augets adjacents,
- l'axe neutre semble se situer dans le BFUP, ce qui indique la bonne connexion du BFUP au platelage,
- les contraintes transitant dans les augets semblent diminuer de 30%,
- les contraintes transitant dans le platelage semblent diminuer de 50%.

## **8. LE PROGRAMME DE SUIVI DE LA DURABILITÉ DE LA RÉPARATION**

Il s'agit de s'assurer du bon fonctionnement dans le temps de la réparation pendant une période de dix ans.

Le suivi de l'ouvrage après sa remise en service comprendra des Inspections détaillées régulières dont la fréquence sera ajustée en fonction des observations ainsi qu'une visite annuelle conduite par un expert du CETE de l'Est. À ce jour, les inspections détaillées sont programmées à un an, cinq ans puis dix ans après la réparation.

A l'occasion de ces inspections, il sera également procédé à un suivi de l'évolution des contraintes et de la flèche sous chargements statiques par des épreuves similaires aux

épreuves de chargement réalisés à la fin des travaux. L'objectif de ces instrumentation est notamment de vérifier la pérennité de la connexion entre les dalles BFUP et le platelage métallique. Cette campagne d'instrumentation pourra être simplifiée par le comité de suivi technique constitué à cet effet après analyse des résultats.

## **9. CONCLUSION**

Le procédé ORTHODALLE appliqué à la réparation de l'ouvrage de la RD201, montre tout l'intérêt de cette technique novatrice :

1. Elle permet d'accroître la capacité portante de la dalle orthotrope, en réduisant les contraintes dans le platelage métallique.
2. La durée de vie de l'ouvrage est allongée d'au moins 20 ans pour un coût relatif très avantageux par rapport à celui de la solution de remplacement de l'ouvrage.
3. Elle fait appel à l'emploi de BFUP, composite le plus durable existant à ce jour. La durée de vie attendue du revêtement en BFUP conduit à un bilan environnemental sur l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage considérablement amélioré.

Le procédé ORTHODALLE, mis en œuvre avec succès sur le pont d'Illzach a reçu le Label IVOR (Innovation Validée sur Ouvrage de Référence), attribué par le comité d'Orientation du Réseau Génie Civil & Urbain lors de la séance du 4 Juin 2012.

# **LE DIAGNOSTIC D'OUVRAGES PORTUAIRES ANCIENS UN OUTIL D'AIDE À LA GESTION**

---

**Bertrand COLLIN, Frédéric CAPPELAERE**  
SITES

2, bis avenue du Centre, 92500 Rueil Malmaison  
bertrand.collin@sites.fr, www.sites.fr

---

## **1. INTRODUCTION**

Avec sa riche histoire maritime, la France possède un grand patrimoine d'ouvrages portuaires. Ces ouvrages, distribués sur l'ensemble du littoral métropolitain et ultramarin, présentent une importante diversité. Ils sont exposés à une grande variété de conditions environnementales qui vont du polaire au tropical et qui incluent des risques sismiques et cycloniques.

Les gestionnaires d'installations portuaires se doivent d'assurer une exploitation optimale en minimisant les coûts de maintenance et les arrêts d'exploitation. De plus, les installations doivent pouvoir prendre en charge de nouveaux équipements, traiter des tonnages de plus en plus importants et répondre aux exigences d'un référentiel normatif en évolution.

Dans ces conditions, il incombe aux gestionnaires de connaître parfaitement l'état de leur patrimoine afin de rationaliser les actions de maintenance et d'être à même de répondre rapidement aux demandes de modifications de niveau de service et de prolongation de durée de vie.

En raison de l'âge des infrastructures et des changements des politiques de gestion des grands ports maritimes, il est rare de pouvoir disposer d'un historique continu et complet sur un parc de structures portuaires. Le plus souvent, pour répondre à une demande de changement de destination, d'augmentation de niveau de service ou de prolongation de durée de vie, le gestionnaire doit "repartir de zéro" ; il lui faut connaître l'état réel de la structure, évaluer ses performances et sa conformité vis-à-vis des normes en vigueur pour étudier ensuite la faisabilité du projet.

Pour illustrer cette problématique, nous avons choisi de présenter deux exemples : un quai céréalier en Charente Maritime et un appontement pétrolier en Guadeloupe. Dans le premier cas, le gestionnaire a été amené à engager des études de diagnostic pour examiner dans quelle mesure son ouvrage pouvait accepter une modification de niveau de service et pour déterminer les actions nécessaires à garantir en toute sécurité ces nouvelles exigences. Dans le deuxième cas, il s'agissait vérifier l'état, les performances et la conformité d'un ouvrage ancien en vue de la prolongation de sa durée de vie, puis d'établir les préconisations adaptées à cet objectif.

## 2. PRÉSENTATION DES OUVRAGES ET DES PROJETS

### 2.1. le quai Modéré Lombard du Grand Port Maritime de La Rochelle

Réalisée entre 1987 et 1988, l'extension du quai Modéré Lombard devait, en permettant l'installation d'un portique de 520 tonnes et la reprise d'efforts d'accostage et d'amarrage de 100 tonnes, augmenter les performances de ce quai ancien et hétérogène.

Cette extension, d'une longueur totale de 288 mètres et d'une largeur de 14,50 mètres, comporte deux files de pieux métalliques, chaque file étant couronnée par une poutre en béton armé constituée d'éléments préfabriqués clavés par bétonnage sur les pieux. Les deux poutres, équipées de rails, forment une voie de grue d'espacement 11,70 mètres. La couverture du quai est assurée par des caissons préfabriqués en "U" dont les nervures font office d'entretoises (figures 1 et 2). L'extension du quai est reliée à une digue de protection par cinq passerelles transversales en béton armé, chaque passerelle, d'une longueur de 30,50 mètres et d'une largeur de 7,6 mètres, comportant deux travées continues reposant sur une culée côté digue et sur une pile en mer.

Pour valider la faisabilité du remplacement du portique actuel d'une capacité de 92 tonnes par des ouvrages plus performants, le Grand Port Maritime de La Rochelle a fait procéder à plusieurs vérifications : en 2006, pour une grue sur rails d'une capacité de 480 tonnes et en 2010, pour un portique d'une capacité de 380 tonnes. Ces calculs ont montré que le dimensionnement originel, établi avec les règles de calcul du B.A.E.L. 83, ne répondait pas aux exigences réglementaires actuelles du B.A.E.L. 91 : pas de prise en compte du retrait du béton, traitement distinct de la flexion longitudinale et de la traction, pas de prise en compte des effets de torsion lors des accostages, dépassement systématique de la capacité réglementaire au droit des zones d'accostage. En conclusion, il était proposé d'autoriser le remplacement du portique de 92 tonnes par un portique de 380 tonnes sous réserve de la vérification du "bon état" du quai (pas de fissuration mécanique importante ou de zones d'armatures mises à nu et corrodées) et de limitations d'exploitation (stationnement du portique hors ouvrage lors de l'accostage des navires de fort tonnage, positionnement du portique entre les axes des passerelles lors de l'accostage des navires de plus faible tonnage).

L'étude de diagnostic présentée ici a été engagée par le Grand Port Maritime de La Rochelle pour déterminer à quelles conditions ces réserves pouvaient être levées.

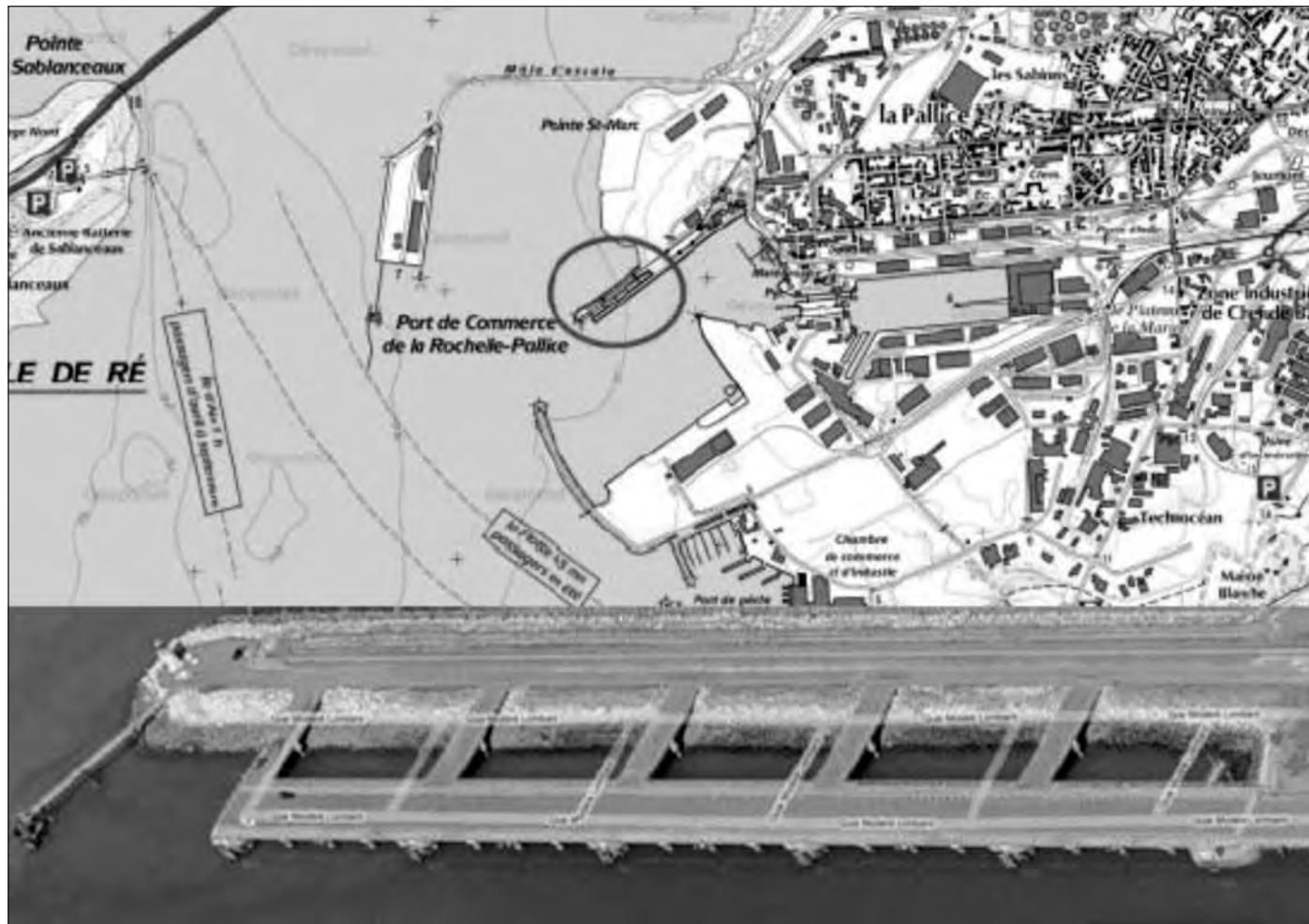
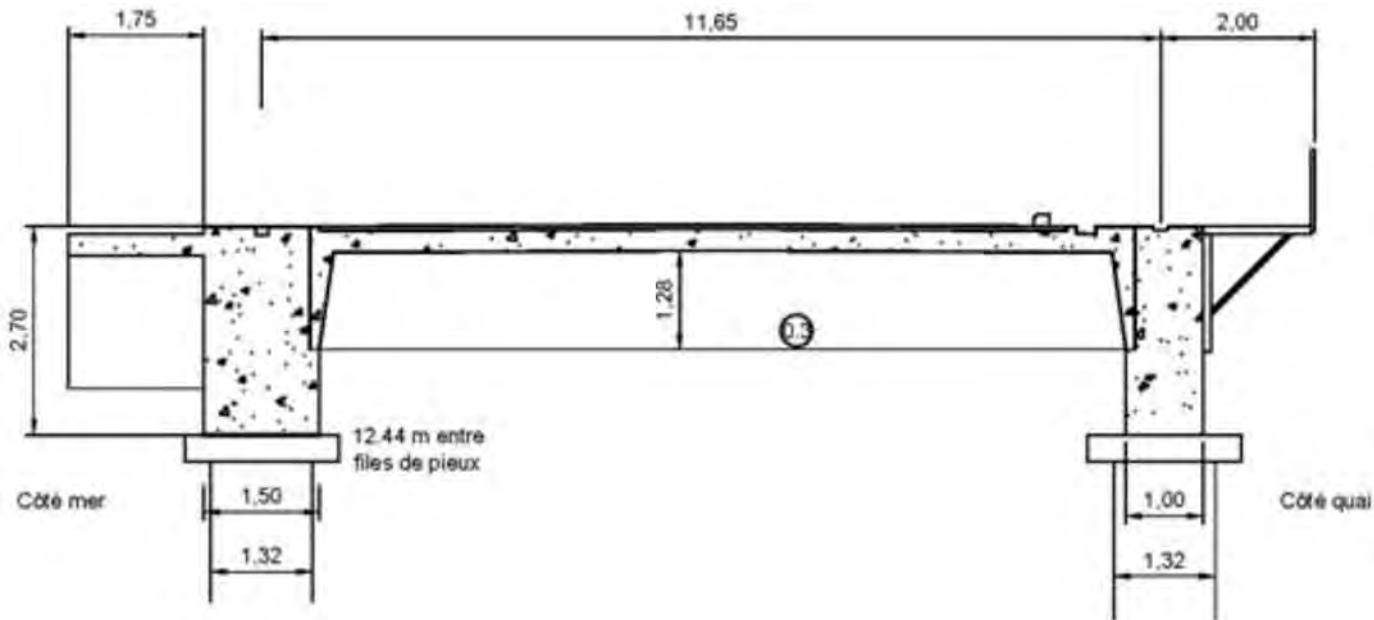


Figure 1. Implantation et vue générale du quai Modéré Lombard.



**Figure 2. Coupe en travers du quai Modéré Lombard.**

## 2.2. L'appontement pétrolier de la pointe Jarry à la Guadeloupe

L'exploitation du quai n°9 de la centrale thermique de Jarry Nord fait partie du projet de modernisation de ce centre de production d'électricité. Cet appontement, construit en 1983, comporte trois ensembles de structures à poutres préfabriquées en béton armé entretoisées sur appuis et reposant sur des pieux métalliques : une passerelle d'accès à onze travées d'une longueur de 165 mètres pour une largeur de 5,50 mètres, une zone de retournelement de 17,75 mètres pour une largeur de 11,40 mètres et une plate-forme de déchargement d'une longueur de 18,50 mètres pour une largeur de 7,15 mètres (figures 3 et 4). Un Duc d'Albe en béton armé d'une longueur de 7 mètres pour une largeur de 6,06 mètres complète l'ensemble.

Compte tenu de l'âge de cet ouvrage et des désordres constatés par l'exploitant, EDF a souhaité engager des études pour savoir à quelles conditions l'exploitation du quai pouvait être durablement poursuivie.

Ces études comprenaient dans un premier temps une expertise de l'état de l'ouvrage, la vérification de ses performances vis-à-vis des charges d'exploitation et des règles actuelles de calcul cyclonique et sismique.

Dans un deuxième temps, suite à ce diagnostic, des préconisations devaient être établies pour restaurer le niveau de service de l'appontement, avec un objectif de durabilité de trente ans.

préconisations nécessaires à la remise à niveau et examiner la faisabilité des projets de prolongation de durée de vie, d'aménagement ou de changement de destination.

Le diagnostic d'une structure ancienne doit intégrer et associer des informations relatives aux matériaux et à la structure. Le diagnostic "matériaux" est établi à partir de mesures réalisées in situ et sur prélèvements. Il est destiné à évaluer les caractéristiques des matériaux constitutifs – essentiellement béton et acier – sur la base d'investigations menées sur des zones considérées comme représentatives de l'ensemble de la structure. Le diagnostic "structure" est élaboré en combinant l'analyse de relevés de défauts, de mesures géométriques et de modélisations numériques. Il aboutit à un avis sur les performances et le fonctionnement réels de la structure et permet d'identifier des anomalies de fonctionnement.

D'un point de vue pratique, établir le diagnostic d'un ouvrage portuaire ancien présente un certain nombre de difficultés : documents entrants souvent incomplets, difficultés d'accès, contraintes d'exploitation, choix de l'échantillonnage des zones à investiguer, prise en compte des évolutions des règlements de calcul, référentiels techniques parfois flous en ce qui concerne le diagnostic "matériaux" et contraintes budgétaires.

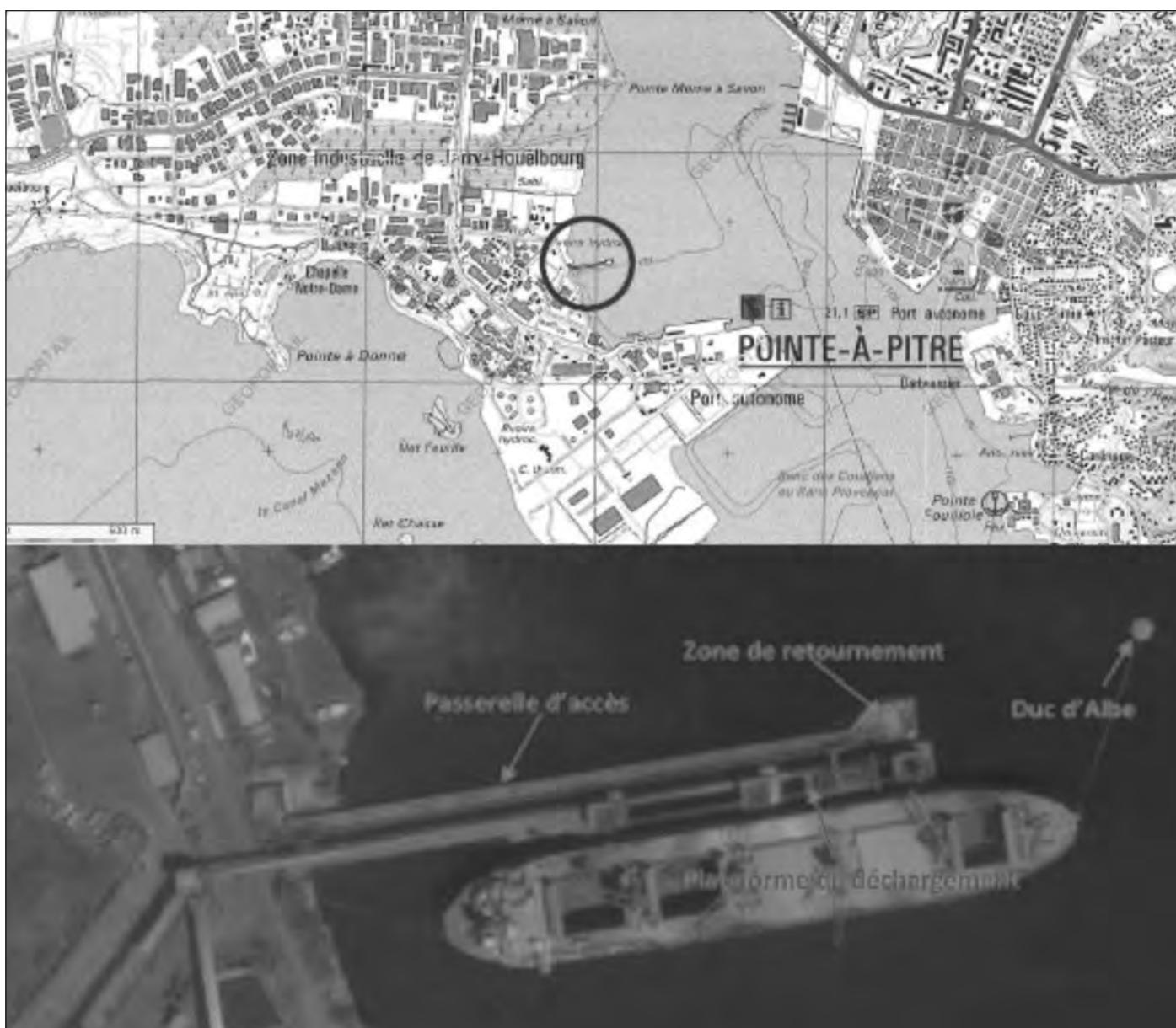
Le programme de diagnostic doit être élaboré en tenant compte de ces différents éléments, parfois incompatibles, tout en gardant pour objectif l'obtention de résultats exploitables et fiables.

Etablir directement des préconisations de remise en état ou de renforcement structurels à partir d'un diagnostic n'est pas toujours chose aisée car il peut subsister, après la réalisation du programme de diagnostic, des inconnues qui, au mieux, peuvent être levées par des investigations complémentaires (essais de chargement, mesures de paramètres spécifiques, ...) et, au pire, sont découvertes en cours de chantier. L'existence de ces inconnues résulte souvent de l'absence de données sur la vie de l'ouvrage ou d'un pro-

## 3. DIAGNOSTIC ET PRÉCONISATIONS

### 3.1. Problématique générale du diagnostic

Le but du diagnostic est de fournir des éléments techniques objectifs pour évaluer l'état d'une structure, proposer les



**Figure 3.** *Implantation et vue générale du quai n°9 de Jarry*

gramme de diagnostic trop restreint en termes de durée et d'étendue.

Les programmes d'investigations mis en œuvre pour le quai Modéré Lombard et l'appontement de Jarry Nord, présentés dans les deux paragraphes suivants, illustrent cette problématique.

### **3.2. Extension du quai Modéré Lombard**

La programme de diagnostic a été établi à partir de l'analyse des données d'entrée disponibles – phasage de construction, plans d'exécution, études successives de faisabilité de remplacement du portique –, d'échanges avec le gestionnaire et d'une visite préliminaire du site. Ce programme comportait :

- une inspection détaillée complète des parties émergées, destinée à relever les défauts existants sur l'ensemble des éléments de structure et des équipements ; les informa-

tions fournies par cette inspection devaient permettre de vérifier si les réserves quant au "bon état" pouvaient être levées et devaient guider le choix des zones à investiguer au titre du diagnostic "matériau" :

- la vérification d'un certain nombre de données géométriques, sur des zones identifiées comme sensibles du point de vue du fonctionnement (tableau 1) ;
  - la vérification de l'état de vieillissement du béton armé, décidée en raison des conditions environnementales et des défauts observés lors de la visite préliminaire du site (tableau 2).

### **3.3. Quai n°9 de Jarry Nord**

Le programme de diagnostic (tableau 3) comprenait des éléments destinés à définir l'état des lieux "structure et matériaux" de l'ouvrage, ces éléments ayant été prédéfinis

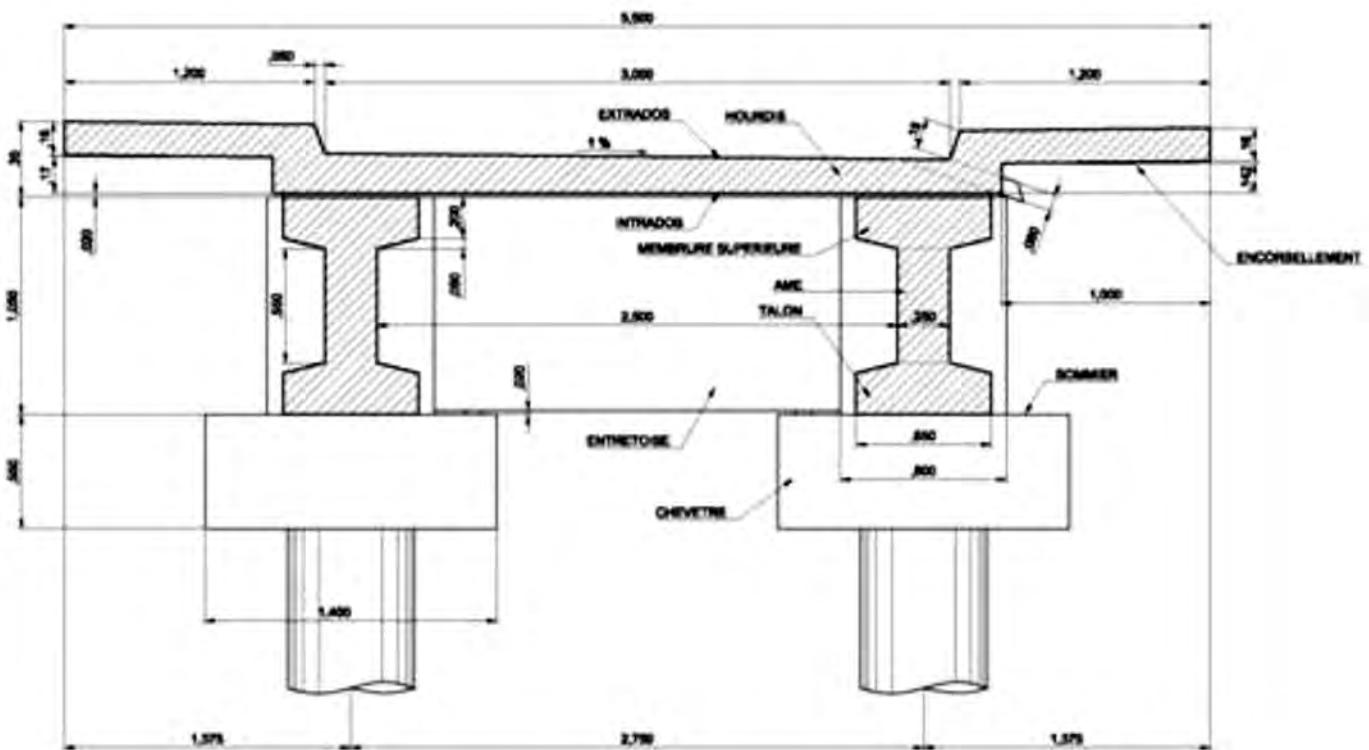


Figure 4. Coupe type sur passerelle d'accès

| Objet du contrôle                                | Zones investiguées                  | Techniques utilisées    |
|--|-------------------------------------|-------------------------|
| Cotes principales                                | Ensemble de la structure            | Mesure directe sur site |
| Enrobage des armatures                           | Poutres principales et caissons     | RADAR et sondages       |
| Ferraillage longitudinal des poutres principales | Poutre côté mer et poutre côté quai | RADAR et sondages       |
| Ferraillage transversal des poutres principales  | Sur appui et à mi portée            | RADAR et sondages       |
| Résistance en compression du béton               | Poutres principales                 | Scléromètre             |

Tableau 1. Vérification des données géométriques du quai Lombard.

| Objet du contrôle                                 | Zones investiguées              | Techniques utilisées    |
|---|---------------------------------|-------------------------|
| Diamètres résiduels des aciers apparents corrodés | Caissons                        | Mesure directe sur site |
| Carbonatation du béton                            | Poutres principales et caissons | Mesure directe sur site |
| Potentiels de corrosion des aciers                | Poutres principales et caissons | Corrosimètre            |
| Profils de concentration en chlorures             | Poutres principales             | Analyses en laboratoire |

Tableau 2. Vérification de l'état de vieillissement du béton armé du quai Lombard.

dans le cahier des charges établi par le gestionnaire. Ils comportaient :

- une inspection détaillée complète des parties émergées et immergées avec des mesures d'épaisseur par ultrasons sur les pieux métalliques et la vérification par perçage du niveau des bouchons de béton de remplissage des pieux ;
- la vérification de la géométrie de l'appontement et des flèches des poutres longitudinales par des mesures topométriques ;
- le contrôle dimensionnel des éléments de structure, de la géométrie et des sections des armatures pour valider les données d'entrée ;
- la vérification des caractéristiques de durabilité du béton armé ;
- la vérification par le calcul de la tenue des éléments de structure aux charges d'exploitation, en tenant compte des observations et des mesures faites sur site ;
- la vérification de la tenue aux cyclones et aux séismes, au regard des règles de calcul actuelles.

## 4. SYNTHÈSE DES RÉSULTATS

### 4.1. Extension du quai Modéré Lombard

Les défauts révélés par l'inspection détaillée sont essentiellement des dégradations des équipements et du maté-

riau béton armé ; ces derniers affectent surtout les caissons préfabriqués du quai (figure 5) et des passerelles ; ils se traduisent par des fractures dues à la corrosion des aciers et par des zones d'aciers apparents corrodés parfois jusqu'à rupture. Sur la poutre principale, exposée aux embruns, une décohésion du béton sur environ 1 centimètre d'épaisseur a été observée, sans aciers apparents.

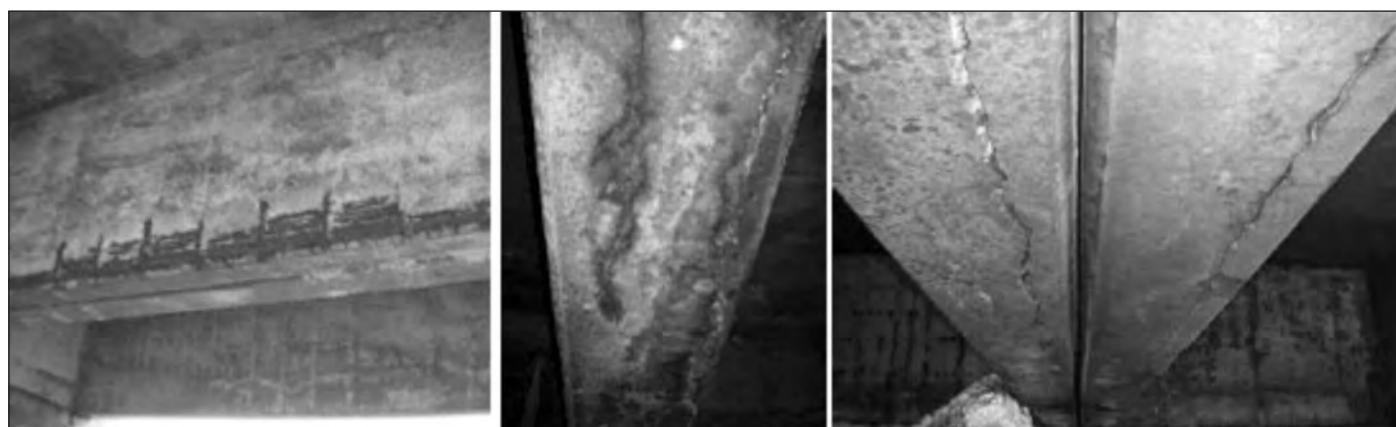
La comparaison entre les données géométriques mesurées sur site et les données des plans d'exécution ne révèle pas d'anomalie, exception faite des épaisseurs d'enrobage qui sont plus faibles que prévues.

L'analyse des mesures faites pour évaluer la durabilité du béton armé des poutres principales montre que, malgré une teneur en chlorures supérieure aux normes en vigueur, le risque de dégradation est relativement faible ; ceci est compatible avec les observations visuelles, qui montrent peu de dégradations sur les poutres principales.

En conclusion, à court terme, sous réserve de la réparation du béton armé des caissons dégradés et, à moins grande échelle, de celui des poutres principales après identification des causes de la décohésion superficielle du béton de la poutre extérieure, la faisabilité du remplacement du portique actuel par un portique de capacité 380 tonnes est avérée. À plus long terme, une réflexion est à mener sur la faisabilité technique et économique de la mise en œuvre d'une protection des poutres vis-à-vis de la corrosion – déchloruration, protection cathodique – et sur les actions

| <b>Objet du contrôle</b>           | <b>Zones investiguées</b>                                       | <b>Techniques utilisées</b>          |
|------------------------------------|---|--------------------------------------|
| Carbonatation du béton             | Hourdis, âmes de poutres longitudinales et chevêtres des appuis | Analyses en laboratoire sur carottes |
| Teneur en chlorures et en sulfates | Hourdis, âmes de poutres longitudinales et chevêtres des appuis | Analyses en laboratoire sur carottes |
| Densité et porosité du béton       | Hourdis, âmes de poutres longitudinales et chevêtres des appuis | Analyses en laboratoire sur carottes |
| Examen visuel                      | Hourdis, âmes de poutres longitudinales et chevêtres des appuis | Scléromicroscopie sur carottes       |
| Dosage de la silice                | Hourdis, âmes de poutres longitudinales et chevêtres des appuis | Analyses en laboratoire sur carottes |

**Tableau 3. Vérification de l'état de vieillissement du béton armé du quai n°9 de Jarry**



**Figure 5. Dégradations du béton armé des caissons du quai Modéré Lombard.**

de suivi préventif nécessaires pour vérifier et garantir le niveau de service de l'extension du quai Modéré Lombard.

## 4.2. Quai n°9 de Jarry Nord

L'inspection détaillée des parties immergées montre que les pieux sont en bon état général, malgré des traces de corrosion visibles de façon plus ou moins étendue. L'inspection détaillée des parties émergées a révélé de nombreux défauts (figure 6 et 7), liés au vieillissement du béton armé (épaufrures, aciers apparents corrodisés avec localement rupture des cadres de reprise de l'effort tranchant) mais aussi à des sollicitations importantes de certains éléments de structures (fissuration des poutres et des houdis).

Le contrôle dimensionnel des éléments de structure n'a pas révélé d'écart avec les plans BPE (bon pour exécution) ; les sections des aciers mesurées dans les zones où ils sont apparents sont conformes avec ces plans, mais des pertes d'épaisseur de l'ordre de 15 % dues à la corrosion ont été mesurées.

Les relevés topométriques ont révélés des flèches anormales sur certaines poutres, sans corrélation avec d'autres défauts structuraux.

Les mesures faites sur les prélèvements de béton et sur le site montrent des caractéristiques mécaniques satisfaisantes ; en revanche, les teneurs en chlorures sont supérieures à celle de la valeur limite fixée dans la norme NF EN 206-1, et la porosité est relativement importante ; ces

deux derniers résultats indiquent une faible résistance à la pénétration des agents agressifs et des risques accrus de corrosion des armatures.

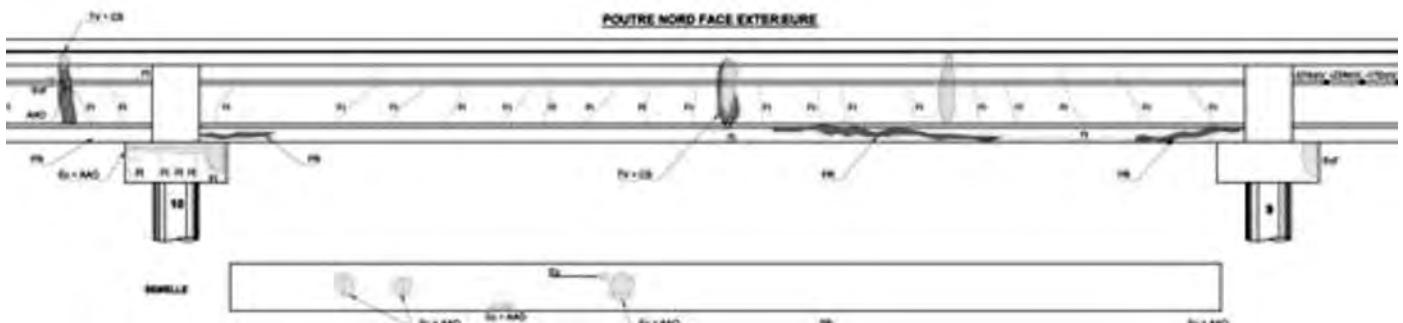
Les calculs, réalisés en tenant compte des données obtenues par les investigations, montrent qu'étant donné la perte de section des armatures par corrosion, le critère de fissuration préjudiciable et le manque de ferraillage de reprise des efforts tranchants, la plupart des poutres longitudinales ne sont pas aptes à subir les charges d'exploitation prévues. Même si, depuis sa mise en service, l'ouvrage a subi sans dommage structurel apparent le passage de Hugo (ouragan de classe 4) et celui d'autres cyclones et tempêtes tropicales de moindre importance, il ne répond ni aux règles actuelles de calcul cyclonique, ni à celles de calcul parasismique, sachant qu'un séisme important – un “big one” similaire à celui survenu en 1843 – est attendu. En conclusion, le quai n°9 de Jarry présente des défauts importants tant du point de vue du vieillissement des matériaux que de celui du fonctionnement. Il ne répond ni aux exigences requises pour les charges d'exploitation, ni aux règles parasismiques et cycloniques actuelles. Il est certes toujours en exploitation, mais un certain nombre d'actions sont préconisées pour, dans l'ordre, compléter le diagnostic, remédier aux dégradations, remettre l'ouvrage “aux normes” et lui assurer ainsi une durée de vie optimale.

En ce qui concerne le diagnostic, il est préconisé :

- des analyses matériaux complémentaires pour évaluer la faisabilité technique et économique de la déchloruration qui pourrait améliorer la durabilité du béton armé ;



Figure 6. Fractures, aciers corrodisés et fissure oblique sur les poutres du quai n°9 de Jarry



– des essais de chargement pour s’assurer que les poutres et notamment celles qui présentent des flèches anormales, se comportent correctement vis-à-vis des sollicitations.

La réparation et la mise en conformité de l’ouvrage imposeraient dans tous les cas des travaux lourds, notamment pour satisfaire aux exigences des normes antismismiques actuelles. Le gestionnaire doit donc redéfinir au préalable ses besoins en termes de durée d’exploitation et de niveau de service pour opérer ensuite un choix entre différentes solutions, remplacement de la structure actuelle compris. Dans la mesure où, dans l’attente de ces actions, l’exploitation de l’ouvrage doit se poursuivre, des limitations d'accès, de tonnage et la mise sous surveillance renforcée par instrumentation ont été préconisées pour prévenir les risques de ruine partielle et de pertes d’exploitation induites.

## 5. CONCLUSION

Les deux exemples de cas présentés succinctement ici illustrent l’intérêt mais aussi les difficultés des études de diagnostic d’ouvrages anciens menées dans le cadre de projets d’aménagement, d’augmentation de niveau de service ou de prolongation de durée de vie.

Ces études combinent un diagnostic “structure”, un diagnostic “matériaux” et des calculs de vérification de conformité vis-à-vis des règles d’exploitation actuelles, souvent plus contraignantes que celles en vigueur à l’époque de construction des ouvrages.

Le diagnostic “structure” est établi à partir de l’analyse d’un relevé d’anomalies détectables par inspection visuelle et mesures géométriques locales ou globales ; souvent, l’absence de données antérieures aux relevés établis lors du diagnostic, empêche l’évaluation du caractère évolutif de certaines anomalies, déterminante pour appréhender leur cause et leur gravité. Le diagnostic “matériaux” – dont le référentiel technique et normatif n’est pas encore entièrement stabilisé – fait appel à des techniques de contrôle non destructif et à des analyses sur prélèvements dont la mise en œuvre et l’interprétation sont souvent délicates ; le choix des zones à investiguer, des paramètres physico-chimiques per-

tinents et d’un échantillonnage représentatif ne peut être efficacement opéré qu’après une analyse préliminaire qui comprend a minima une visite du site et l’examen des données d’entrée. Les calculs de vérification de conformité intègrent les données recueillies par le diagnostic “structure” et “matériaux” avec des hypothèses et des simplifications souvent réductrices par rapport à l’état réel des structures.

Il peut donc subsister, à l’issue d’une étude de diagnostic, des inconnues sur l’étendue des dégradations, leur origine ou leur gravité. La levée de ces inconnues, nécessaire à la définition de préconisations dont la faisabilité technique et économique doit être évaluée au regard des exigences et des contraintes du gestionnaire, nécessite la mise en œuvre d’investigations complémentaires. Ces investigations comprennent souvent des analyses sur les matériaux – par exemple, des mesures étendues de profils de concentration en ions chlorures dans le béton pour évaluer la pertinence d’une déchloruration ou d’une protection cathodique – et des essais de chargement, afin de vérifier le comportement réel de la structure ou d’éléments de structure sous sollicitations contrôlées.

Si le diagnostic donne des éléments objectifs de réponse sur les conséquences possibles de non-conformités avérées – ruine partielle ou totale, apparition de graves désordres, réduction du niveau de service, pertes d’exploitation –, les méthodes de l’ingénierie forensique peuvent apporter une aide complémentaire à la décision pour le gestionnaire, qui doit parfois faire face à des choix techniques, stratégiques et budgétaires difficiles. Ces méthodes, appliquées principalement dans l’industrie, connaissent depuis peu des applications dans le domaine de la maintenance des structures de génie civil ; elles permettent de quantifier les liens et les interactions entre les actions de maintenance et les risques techniques, économiques, environnementaux et sécuritaires associés à l’exploitation des structures.

Dans tous les cas, l’existence d’un suivi organisé intégrant l’évaluation régulière des paramètres qui caractérisent l’état et le fonctionnement des structures permet de définir au mieux le programme de diagnostic, de limiter les inconnues résiduelles et d’établir des préconisations qui faciliteront le choix puis la mise au point de solutions adaptées à la problématique posée.

# **RENUFORCEMENT PARASISMIQUE PAR MATERIAUX COMPOSITES DE POTEAUX, VOILES BA ET DE MURS MAÇONNÉS : LES ENSEIGNEMENTS DU PROGRAMME ANR : IN.PER.MISE**

---

**P. HAMELIN<sup>a</sup>, E. FERRIER<sup>a</sup>, L. MICHEL<sup>a</sup>, M. QUIERTANT<sup>b</sup>,  
R. SADONE<sup>b</sup>, J.V. HECK<sup>c</sup>, R. SALHAOUI<sup>c</sup>, J. MERCIER<sup>d</sup>,  
C. TOURNEUR<sup>d</sup>, L. DEMILECAMPS<sup>e</sup>**

<sup>a</sup> LGCIE INSA-UCBL - <sup>b</sup> IFFSTAR - <sup>c</sup> CSTB - <sup>d</sup> FREYSSINET - <sup>e</sup> VINCI CONSTRUCTION

---

## **1. INTRODUCTION**

### **1.1. Contexte de la recherche**

Les textes et décrets d'orientation tels que la loi d'octobre 2008 relative à la mise en œuvre du Grenelle de l'environnement, celle de juillet 1976 en relation avec la directive européenne SEVESO, la circulaire du 26 avril 2002 rela-

tive à la réduction de la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis des actions sismiques et le nouveau zonage sismique ont favorisé le développement des techniques de réparation, renforcement, protection, maintenance, contrôle des ouvrages ou bâtiments existants par matériaux composites.[1] [2] [3].

Les procédés constructifs tels que le collage de plats pultrudés ou infusés, l'insertion de joncs dans les zones d'en-

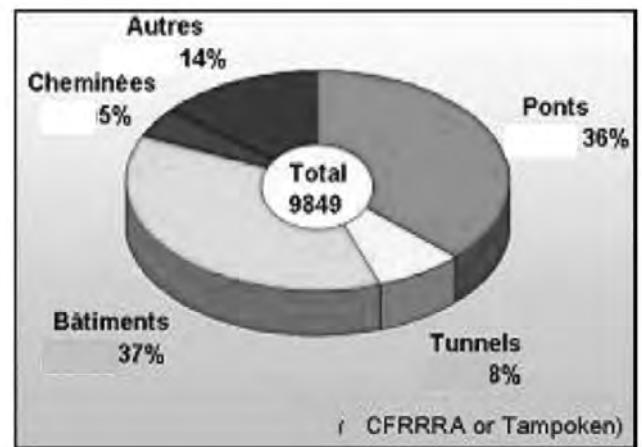
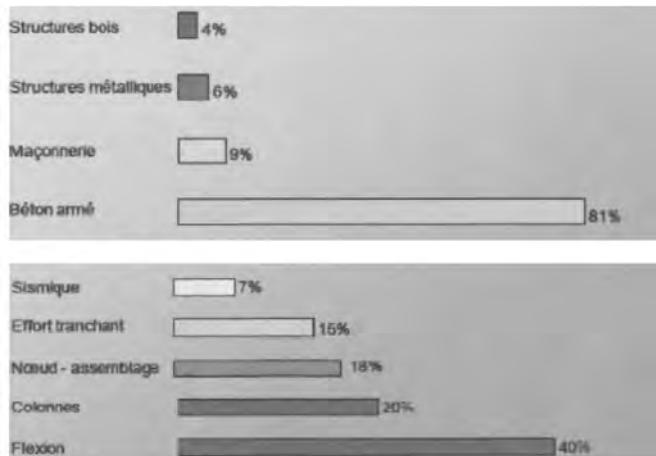


Figure 1 : Les différents domaines d'application

robage (NSM), la stratification directe au contact utilisant des tissus techniques de fibres de carbone, de verre, d'aramide et des matrices epoxydes ou vinyl-ester ont connu un développement particulièrement significatif lors de ces dix dernières années avec un taux de croissance de plus de 30 % par an et un marché mondial estimé à plus de 3 millions de m<sup>2</sup> par an.

## 1.2. Objectif de la recherche

Les objectifs du projet de recherche ANR « INPERMISE » *Ingénierie performante pour la mise en sécurité des ouvrages par renforcement composites* portent sur la volonté de faire évoluer les procédés de renforcement par composites en performance et en sécurité vis-à-vis de sollicitations accidentelles tels que les séismes, le choc, l'explosion.

Dans le cas du renforcement parasismique par composites, pour satisfaire des critères de résistance et de ductilité adaptées à l'absorption et la dissipation d'énergie, les objectifs scientifiques et techniques porteront sur :

Le développement de procédés constructifs plus performants de par leurs formulations et conditions de mise en œuvre.

La mise en place d'une méthodologie expérimentale adaptée, à l'échelle du matériau et de la structure, pour mieux comprendre les mécanismes et phénomènes se développant localement et globalement.

La validation de modèles robustes, au regard de l'expérience, transposables sous forme de règles de dimensionnement à l'usage des ingénieurs.

La proposition de dispositions constructives fiables et reproductibles garantissant les conditions d'exécution et les niveaux de performances des opérations de renforcement et de mise en sécurité.

L'ensemble de ces contributions doivent à terme permettre de faire évoluer les recommandations proposées par l'AFGC (recommandations provisoires concernant la réparation et le renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites) [4].

## 2. ORGANISATION ET MÉTHODOLOGIE DE LA RECHERCHE

### 2.1. Organisation de la recherche

Pour atteindre les objectifs visés, le consortium scientifique a associé des partenaires industriels (Vinci construction – Freyssinet) à des laboratoires et centres de recherche (IFSTTAR, CSTB, université de LYON-LGCIE) en considérant les différentes tâches évoquées dans la planification de la recherche de la figure 2.

### 2.2. Corps d'épreuves

#### 2.2.1. Les voiles béton armé

Deux géométries de voiles béton armé ont été considérés :

élancée ( $H/L = 2,5$ ) et courte ( $\frac{H}{L} = 0,67$ ) pour générer

deux modes de ruine : flexion et cisaillement vis-à-vis du chargement en flexion composé. Le ferrailage retenu correspond au minimum d'armatures recommandé par la norme EN V 1992-1-1.

Le renforcement par composite a consisté à appliquer des bandes de FOREVA TFC® OU ROCC® en face extérieure (figure 3) et d'assurer leurs ancrages dans les massifs de fondations par des mèches d'ancre FOREVA® WFC 400 ou WFC 100. Douze configurations différentes de renforcement ont été étudiées (tableau 1).

#### 2.2.2. Les poteaux béton armé :

Pour une géométrie de poteau (figure 4) avec un ferrailage longitudinal de 0,5 %, un béton C30/37, le principe de renforcement retenu a considéré des renforts par bandes FOREVA® TFC (systèmes PC1-PC2) ou la combinaison de renforts par lamelle FOREVA® LFC et par bandes avec des dispositifs d'ancre spécifiques (Lamèche) (figure 5).

**Tâche 1 : ANALYSE ET EVOLUTION DES PROCÉDÉS CONSTRUCTIFS  
COMPOSITES INNOVANTS PROPOSÉS PAR LES SOCIÉTÉS FREYSSINET  
ET GTM CONSTRUCTION**

Pour la réparation, la maintenance et le renforcement des ouvrages visant à assurer la sécurité des usagers

**Tâche 2 : APPROCHE SCIENTIFIQUE :  
EXPERIMENTATION ET MODÉLISATION**

**Sous-Tâche 2.1**

Poteaux Renforcés  
LCPC

**Sous-Tâche 2.2**

Voiles Renforcés  
LGCIE

**Sous-Tâche 2.3**

Murs Maçonnés  
CSTB

**Tâche 3 : EVALUATION DES PERFORMANCES ET  
DES CONDITIONS D'APPLICATIONS**

Bilans des performances

Règles de calcul et de dimensionnement

Dispositions constructives

**VALORISATION – TRANSFERT  
POUR LA MISE EN SÉCURITÉ DES INFRASTRUCTURES**

Figure 2 : Les différentes tâches du projet ANR « IN.PER.MISE »

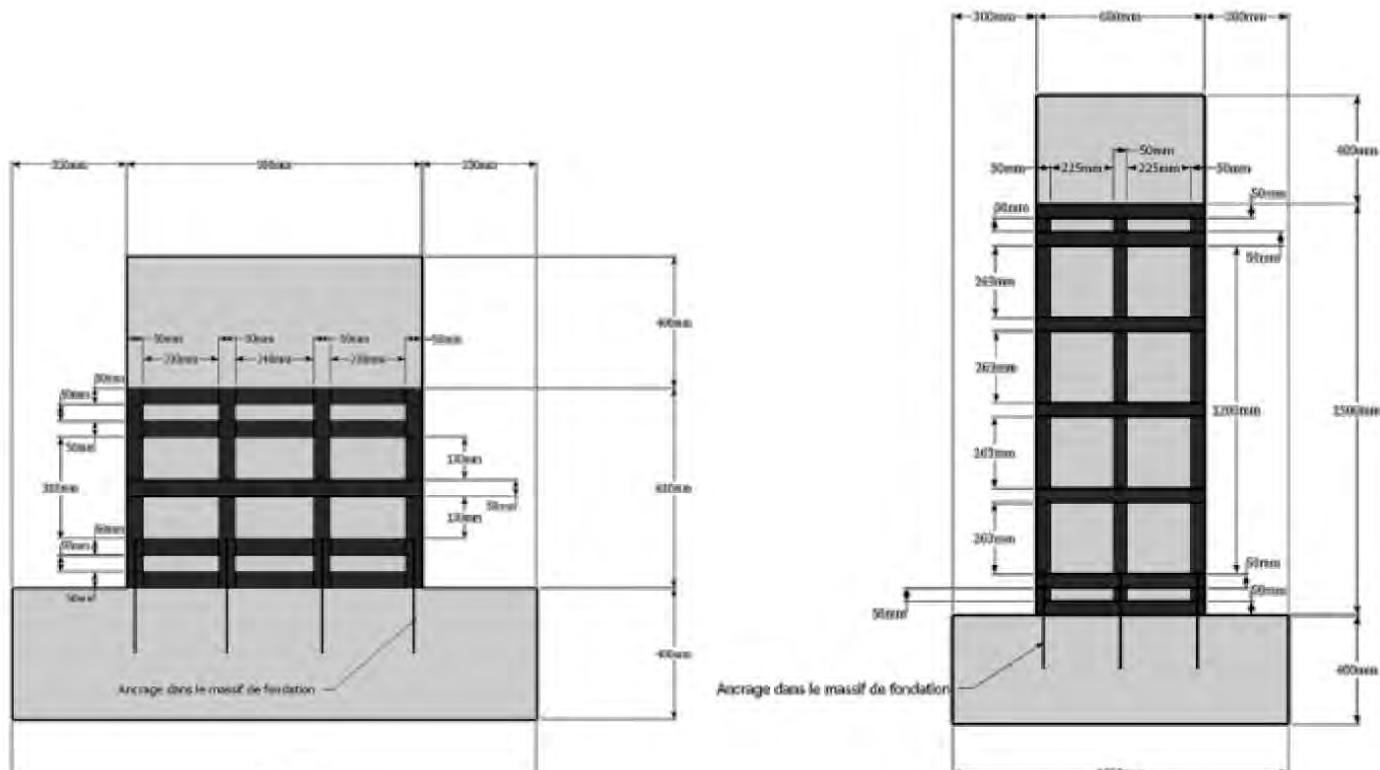
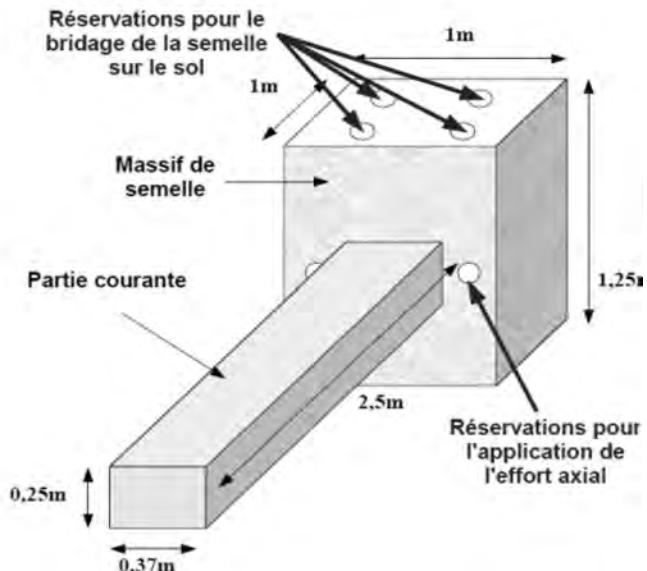


Figure 3 : Exemples de renforcement de deux géométries de voiles(court – élancé).



**Figure 4 : Plan de coffrage des poteaux BA.**

| Poteaux                            | Configuration du renforcement   |
|------------------------------------|---|
| PRef1, PRef2                       |   |
| PC1, PC2 et<br>PC1_HAS,<br>PC1_HAS | 8 bandes de PRF (dimensions : 300 x 1440 mm <sup>2</sup> )  |
| PCL1, PCL2                         | 8 bandes de PRF (dimensions : 300 x 1440 mm <sup>2</sup> )<br>Lamelles (50x2500mm <sup>2</sup> ) :<br>- 6 lamelles / grande face<br>- 4 lamelles / petite face  |
| PCL1A1, PCL1A2                     | 8 bandes de PRF (dimensions : 300 x 1440 mm <sup>2</sup> )<br>4 lamelles 50 x 2500 mm <sup>2</sup> sur la petite face<br>Altérence de lamelles ancrées et non ancrées sur la grande face selon la configuration de la Figure 2-10 |

**Figure 5 : Différents modes de renforcement de poteaux.**

### 2.2.3. les murs maçonnés

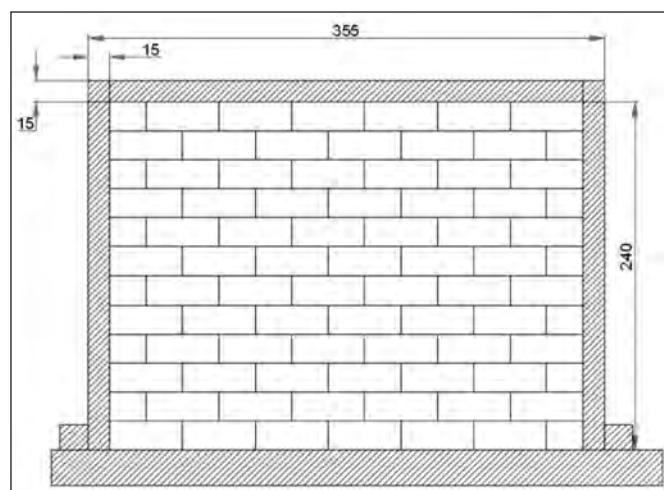
La géométrie des murs constitués de bloc de béton creux B40 à 6 alvéoles (200 . 200 . 500 mm) assemblés par du mortier Bat Express WEBER correspond à une hauteur de 2550 mm (figure 6). Le renforcement par bande composite FOREVA® sera comparé au renforcement réglementaire par chainage vertical BA (4HA10). Différents systèmes d'ancre par mèche, mèches à chas ont été étudiés pour assurer le non basculement du mur.

### 2.3. Conditions de chargement

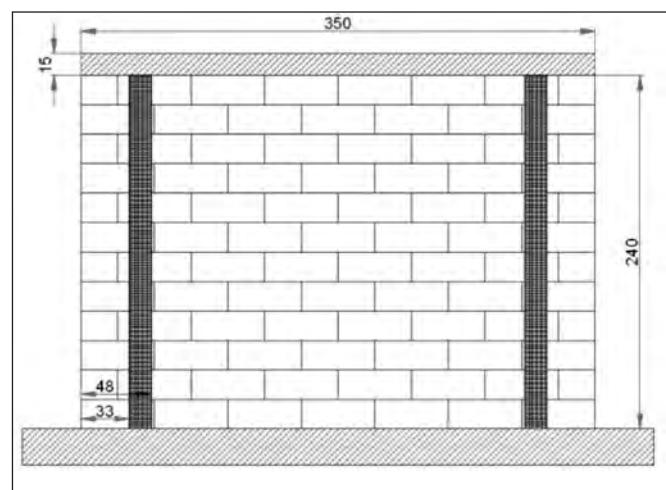
Les différents éléments structuraux (voiles, poteaux, murs maçonnés) ont été testés en flexion composée

(charge normale de 10 % de la résistance en compression correspondant à une estimation des sollicitations induites par la descente des charges) ; charge horizontale en tête des éléments dans le plan, sur les différentes plateformes d'essais des laboratoires : mur de réaction du LGCIE-Université Lyon 1, plateforme du CSTB, du LCPC (IFSTTAR) (figure 7) (figure 8) (figure 9).

Les trajets de changement retenus correspondent aux schémas de la figure 10. Le chargement de compression axial est maintenu constant, la charge horizontale de type « sismique » pilotée en déplacement correspond à des cycles alternés dont les amplitudes évoluent progressivement jusqu'à la ruine de la structure.

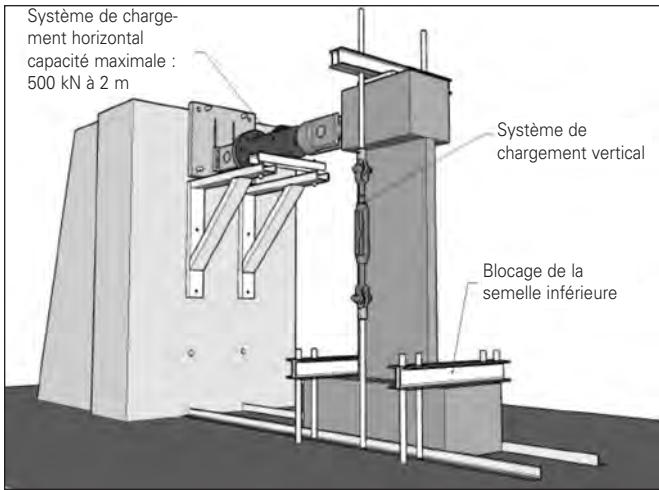


(a)

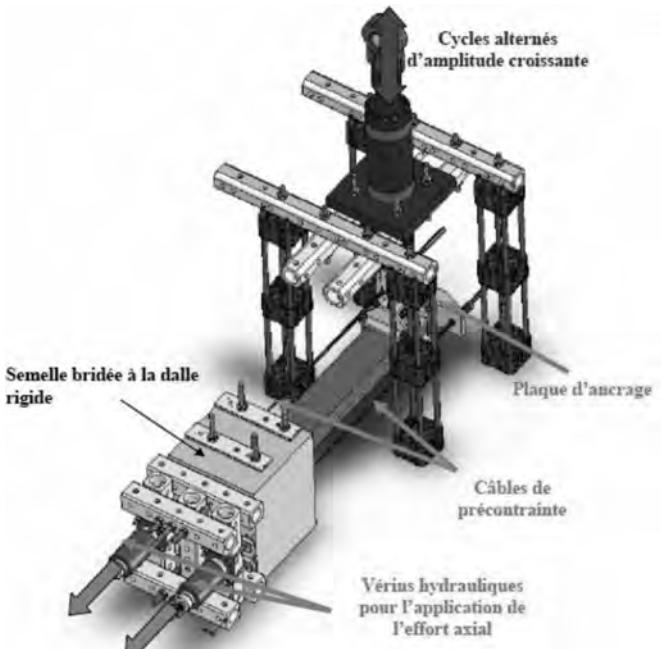


(b)

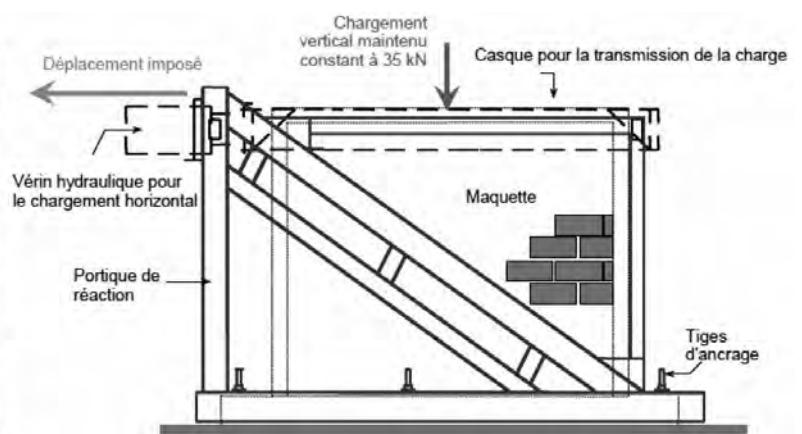
**Figure 6 : Murs maçonnés avec chainage BA (a) et renforts composites (b)**



**Figure 7 : Mur de réaction du LGCIE-Université de LYON pour tester les voiles.**



**Figure 8 : Montages expérimentaux du LCPC (IFSTTAR) pour tester les poteaux BA.**



**Figure 9 : Dispositifs d'essais du CSTB pour solliciter les maçonneries.**

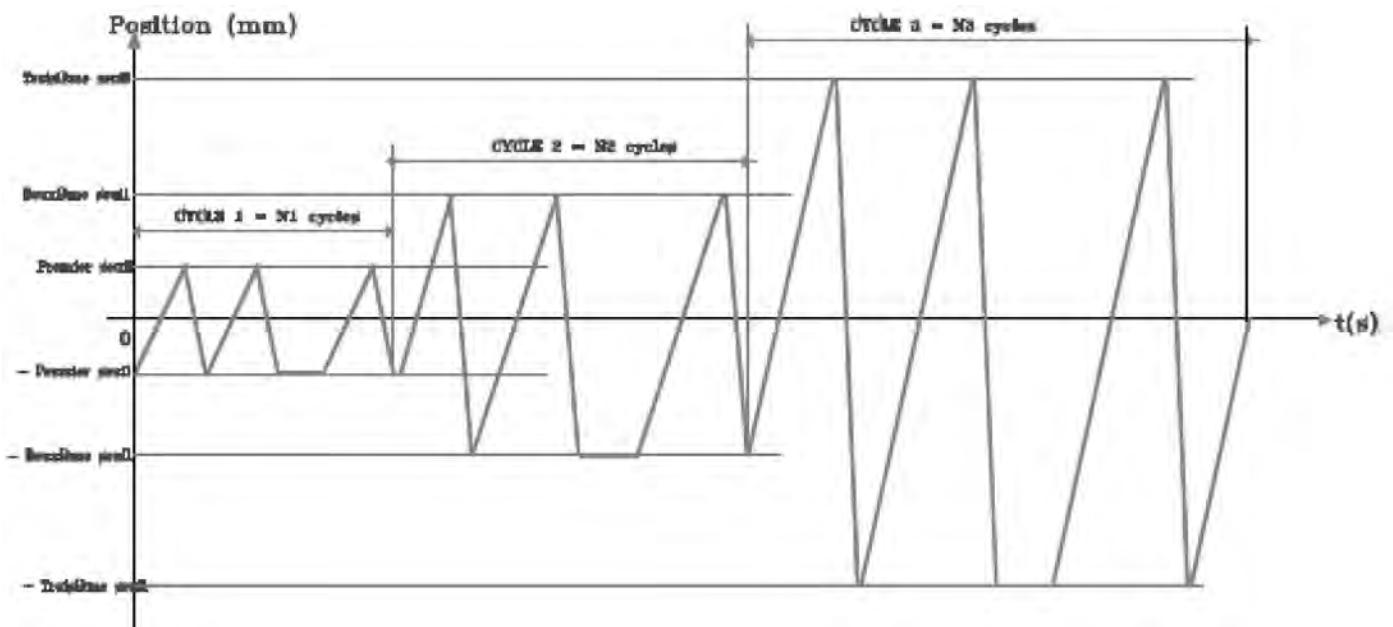


Figure 10 : Cycles de chargement progressif.

## 2.4. Mesures expérimentales

L'enregistrement des déplacements par capteurs LVDT en fonction de la charge horizontale permet de juger des gains de performance (figure 11) et d'estimer l'énergie dissipée à chaque cycle (figure 14), de la reversibilité des déformations.

Les capteurs ohmiques collés sur les aciers et les faces externes en béton permettent de juger des seuils de plastification des aciers, de la variation de la position de l'axe

neutre de la section, de la chute de rigidité de l'élément ou de la dégradation des conditions d'ancrages.

## 3. RÉSULTAT – SYNTHÈSE

### 3.1. Résultats concernant les voiles

L'examen du tableau 1 met clairement en évidence les modifications de comportement des voiles en charge et en déplacement.

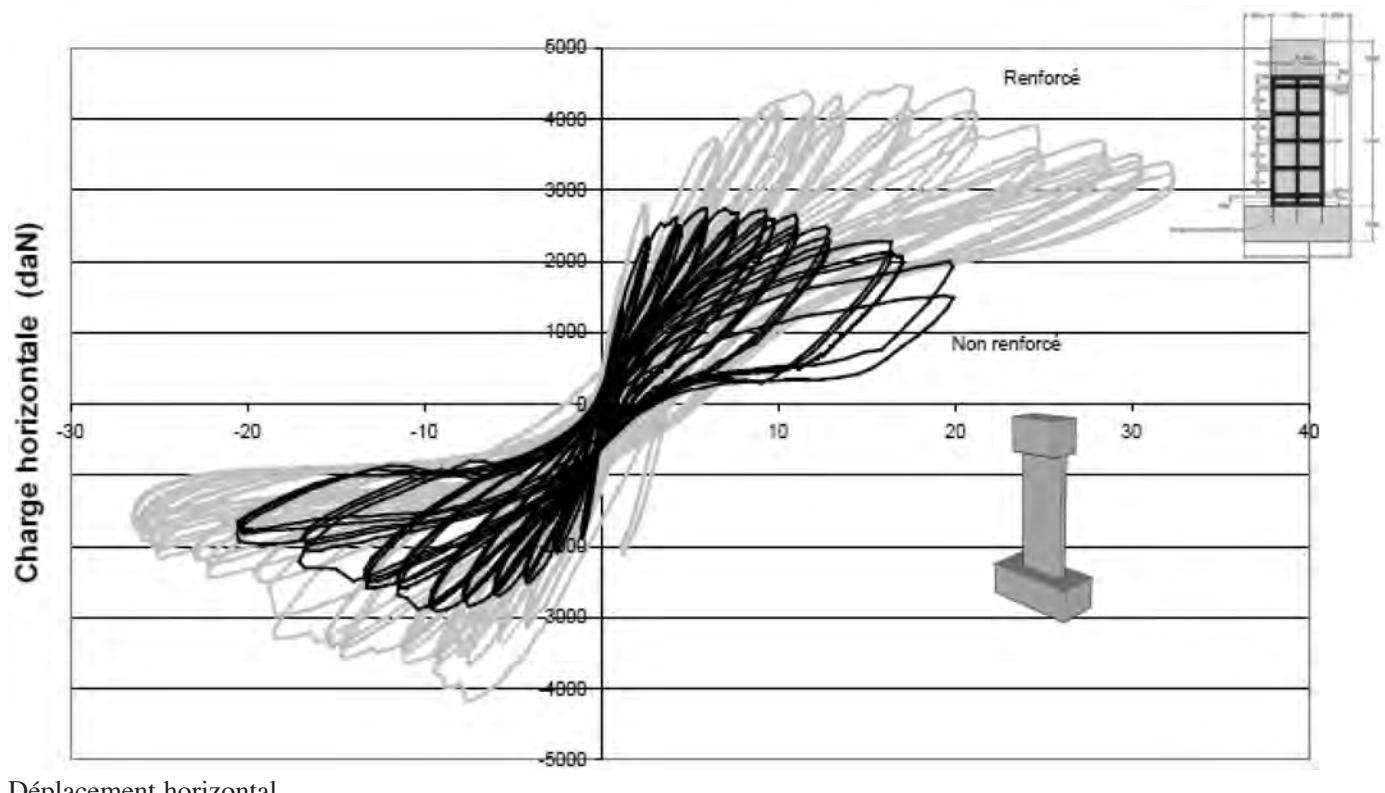


Figure 11 : Exemple de relations charge-déplacement de type sismique.

| Voiles courts | S3  | SR2  | SI  | Charge élastique | Déplacement élastique | Charge maximale | Déplacement maximale | Charge ultime | Déplacement ultime | Description | Mode de rupture |
|---------------|-----|------|-----|------------------|-----------------------|-----------------|----------------------|---------------|--------------------|-------------|-----------------|
|               |     |      |     | [kN]             | [mm]                  | [kN]            | [mm]                 | [kN]          | [mm]               |             |                 |
|               | 100 | 1,03 | 158 | 4,2              | /                     | 162             | 8,6                  | /             | /                  | V           |                 |
|               | 114 | 1,03 | 219 | 7,43             | 219                   | 8,0             | /                    | /             | /                  | V           |                 |
|               | 71  | 1,4  | 138 | 7,4              | /                     | /               | /                    | /             | /                  | V           |                 |
| SR4           | 93  | 1,6  | 170 | 6,5              | 137                   | 9,9             | /                    | /             | /                  | V           |                 |
| SR5           | 97  | 1,0  | 185 | 5,1              | 132                   | 9,4             | /                    | /             | /                  | V           |                 |
| SR6           | 91  | 0,9  | 170 | 5,6              | 122                   | 9,9             | /                    | /             | /                  | V           |                 |

| Voiles élancés | SL1 | SL2 | SL3 | SL4  | SL5 | SL6  | Charge élastique | Déplacement élastique | Charge maximale | Déplacement maximale | Charge ultime | Déplacement ultime | Description | Mode de rupture |
|----------------|-----|-----|-----|------|-----|------|------------------|-----------------------|-----------------|----------------------|---------------|--------------------|-------------|-----------------|
|                |     |     |     |      |     |      | [kN]             | [mm]                  | [kN]            | [mm]                 | [kN]          | [mm]               |             |                 |
|                | 20  | 2   | 25  | 3,2  | 25  | 14   | /                | /                     | /               | /                    | /             | /                  | F           |                 |
|                | 25  | 3   | 40  | 10   | 34  | 24,9 | /                | /                     | /               | /                    | /             | /                  | F           |                 |
|                | 19  | 1,1 | 27  | 9,6  | 16  | 20,5 | /                | /                     | /               | /                    | /             | /                  | F           |                 |
|                | 25  | 2,6 | 41  | 20   | 29  | 31,4 | /                | /                     | /               | /                    | /             | /                  | F           |                 |
|                | 35  | 4,0 | 46  | 9,6  | 28  | 17,7 | /                | /                     | /               | /                    | /             | /                  | F           |                 |
|                | 35  | 4,0 | 57  | 15,6 | 35  | 18,9 | /                | /                     | /               | /                    | /             | /                  | F           |                 |

Tableau 1 : Bilan performantiel des voiles renforcés.

Les deux courbes (figures 12 et 13) confirment les gains en résistance pour les deux séries de voiles courts et élancés. Par contre, il faut remarquer que les gains en déplacement sont plus limités. Ceci s'explique essentiellement par le fait que le comportement ultime des voiles est contrôlé, après la phase d'arrachement et de rupture des ancrages composites par la fissuration du béton et la plastification des aciers dans la zone d'encastrement.

Il est possible, pour une exploitation ultérieure des résultats, (figure 14), sous forme d'indicateurs d'endommagement, de chercher à évaluer au cours des différents cycles de chargement la variation de l'énergie élastique et de l'énergie dissipée en fonction du drift exprimé en % (figure 16) ou la variation de la rigidité du voile (figure 15)

ou celle d'un indicateur d'amortissement en fonction du drift (figure 17).

### 3.2. Résultats concernant les poteaux

Dans le cas des poteaux, l'examen des courbes charge-déplacement (figure 18) obtenues pour les différents systèmes de renforcement confirme des gains significatifs en effort maximum et en déplacement ultime. L'efficacité des composites est directement dépendante des conditions d'ancrage (comparaison PCLA2/PCL2) et les mécanismes d'endommagement localisés à la jonction poutre-fondation (plastification des aciers, fissuration du béton, décollement des renforts...) jouent un rôle prépondérant sur la réponse globale du système.

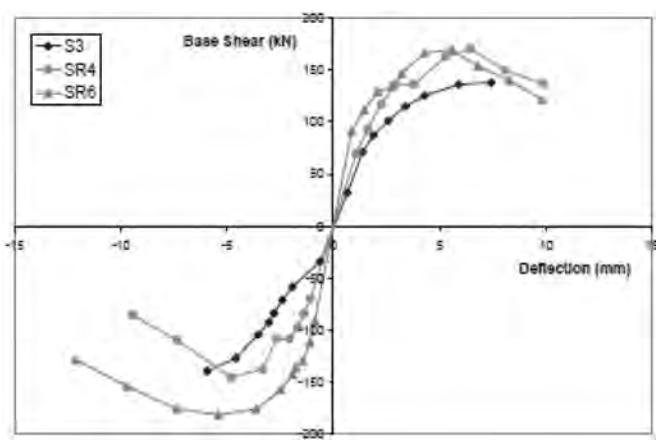


Figure 12 : Relation charge-déplacement des voiles courts non renforcés (S3) et des voiles renforcés (SR4-6).

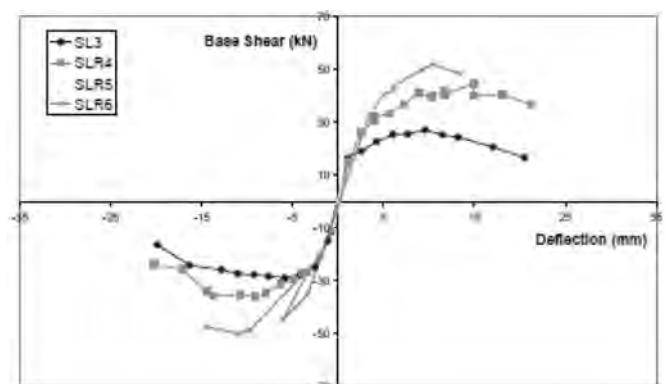


Figure 13 : Relation charge-déplacement des voiles élancés non renforcés (SL3) et des voiles renforcés (SLR4-6).

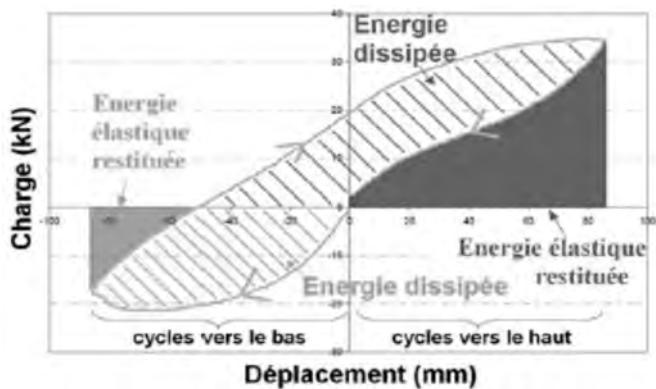


Figure 14 : Energie de déformation au cours du cycle de chargement.

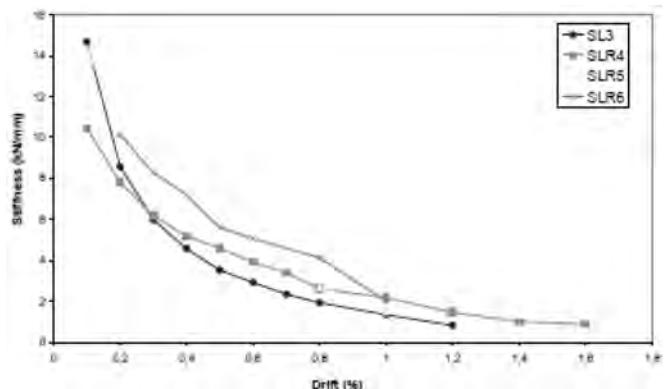


Figure 15 : Variation de la rigidité en fonction l'évolution des mécanismes d'endommagement (voiles).

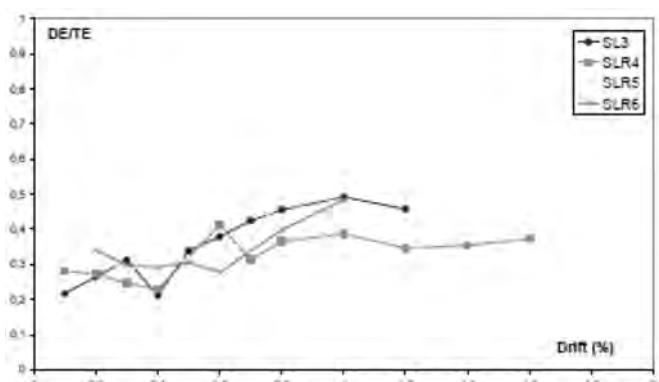


Figure 16 : Rapport des énergies dissipées sur les énergies totales.

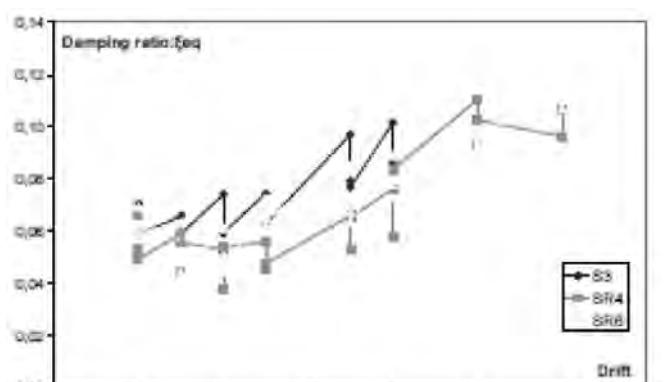


Figure 17 : Amortissement en fonction du drift (voiles).

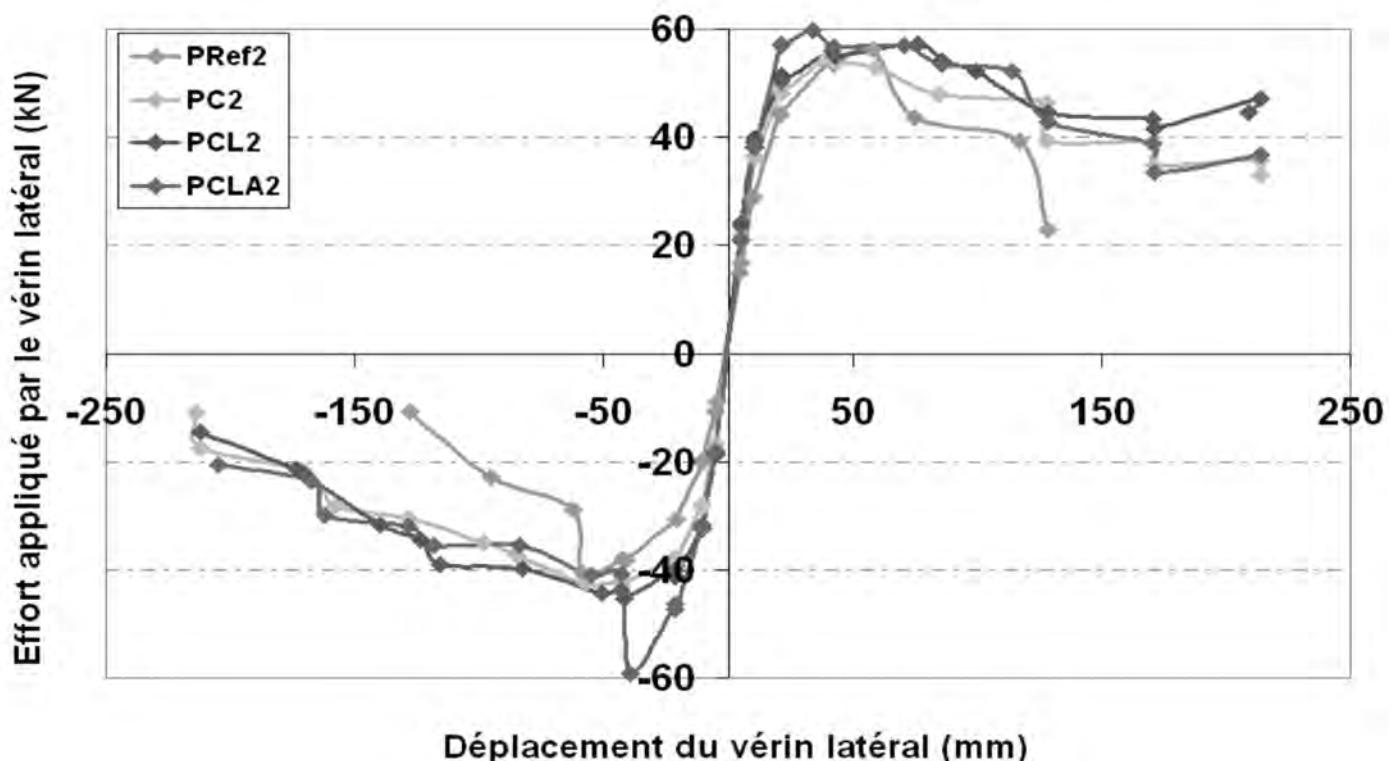
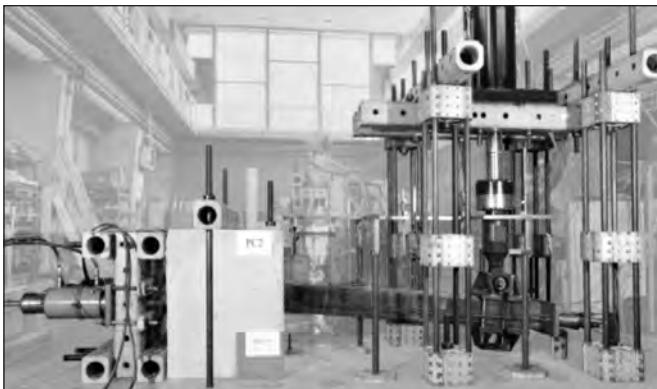


Figure 18 : Relations charge-déplacement entre poteaux non renforcé (PRef2) et poteaux renforcés (PCLA2,PCL2...).



**Figure 19 : Phénomène de « rotation de corps rigides » sur des poteaux renforcés.**

La figure 19 illustre parfaitement cette notion de comportement ultime essentiellement dépendante des conditions de rotation au voisinage de l'encastrement et de l'absence de « flexibilité » le long du poteau due à une augmentation significative de la rigidité induite par le pontage des fissures.

### 3.3. Résultats concernant les murs maçonnés

L'examen de la figure 20 montre en première approche, que le renforcement par bandes composites sur les faces externes sont nettement moins efficaces que le chainage vertical en BA. Ceci s'explique essentiellement par les faibles propriétés mécaniques en cisaillement des blocs creux (figure 21).

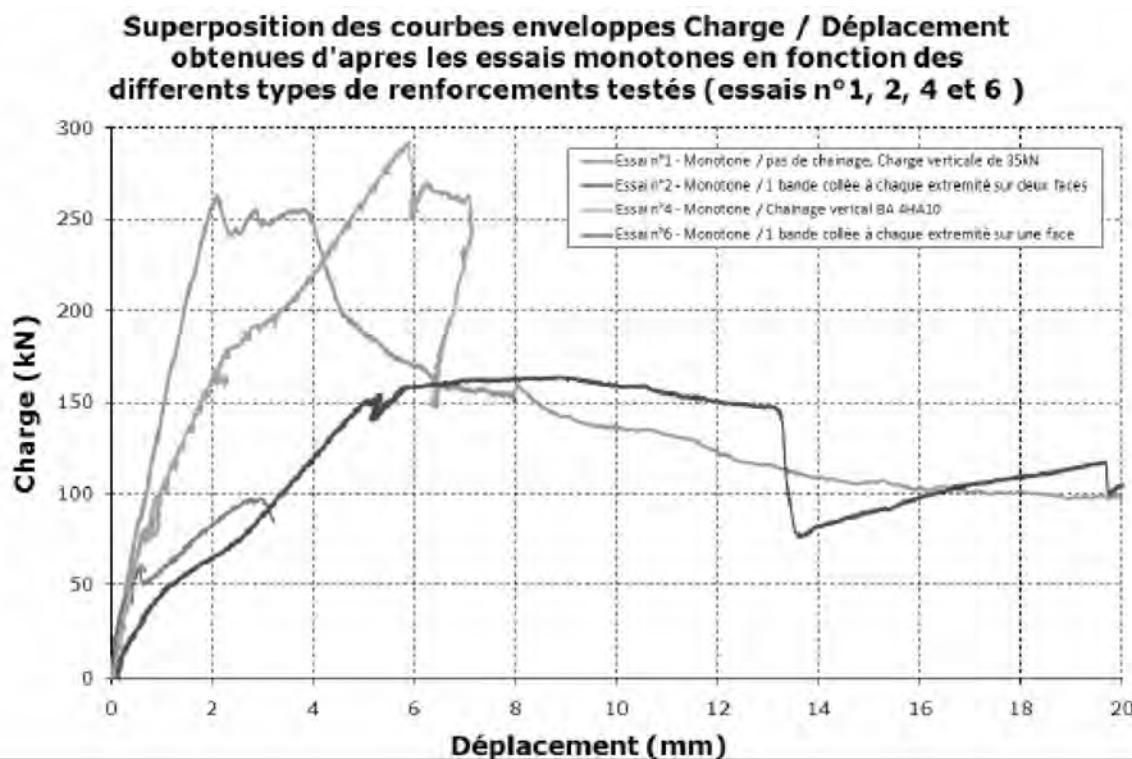
De récents travaux [5] considérant des renforcements de murs maçonnés sur toute leur surface avec des systèmes composites (TRC : textiles fibres de verre-matrice mortier hydraulique) ont confirmé une meilleure efficacité et la possibilité de se substituer au chainage latéral en béton armé recommandé par les EUROCODES.



**Figure 21 : Mécanismes de ruine mettant en cause la résistance au cisaillement des blocs en béton alvéolés.**

## 4. CONCLUSIONS - PERSPECTIVES

Le projet de recherche INPERMISE a contribué à définir, à réaliser, à valider une procédure expérimentale d'évaluation des gains de performance (résistance/ductilité) apportés par des renforts composites (carbone-époxy) sur des sous-éléments structuraux de « référence » : voiles,



**Figure 20 : Charge-déplacement pour différents systèmes de renforcement de murs maçonnés.**

poteaux, murs maçonnés. L'analyse du comportement global sous forme de relations « charges-déplacements horizontaux » dans le cas de chargement en flexion composée où l'effort horizontal alterné (traction-compression) croît de façon cyclique jusqu'à la ruine ont permis de confirmer des accroissements significatifs des charges ultimes et de l'énergie de déformation des systèmes renforcés. Il faut remarquer que, tout comme dans le cas du renforcement par composite sous chargement statique, les efforts de traction repris par les composites limitent de façon significative les ouvertures de fissure du béton tendu et se traduisent par une augmentation de la rigidité de flexion des corps d'épreuve (poteau,voile).

Sur un autre plan, le cycle de chargement alterné (traction-compression) horizontal sollicite périodiquement en compression les renforts composites. La très grande différence de module entre composite et béton se traduit par des mécanismes de flambage, micro-flambage sur les faces comprimées. Ces constats justifient l'importance des dispositions constructives et des différents procédés d'ancrages développés par la société Freyssinet pour améliorer l'efficacité du système FOREVA®. L'utilisation de micro-mèches permet d'améliorer le transfert de charge au niveau de l'interface béton-composite dans les zones de béton d'enrobage, de retarder le micro-flambage des plaques. Les mèches d'ancrage standard et les dispositifs d'ancrage spécifiques aux lamelles pultrudés contribuent au renforcement dans les zones d'encastrement (jonction poteaux-voiles/fondations). Il est possible de comparer les performances des différents procédés en cherchant à évaluer des indices performantiels, des indicateurs d'endommagement : indicateur de déformabilité (6), indicateur de ductilité (7), indicateur énergétique (8), coefficient d'amortissement (9)...

Il faut toutefois souligner les limites de validité de ces différents indices déterminés dans la majorité des cas à partir de données expérimentales considérant un comportement global de la structure alors que les différents mécanismes à l'origine de ces réponses « globales » sont multiples et susceptibles d'inter-agir entre eux (fissuration-plastification, localisation de rotules plastiques, redistribution des efforts en fonction de rigidité variable, endommagement par destruction des ancrages...). En conséquence il est recommandé d'identifier l'ensemble des phénomènes physiques gouvernant la réponse en déformation de la structure, de les quantifier expérimentalement pour construire des « modèles mécaniques robustes et réalistes » pouvant être exploités dans des codes de construction. Cette approche pourra faire l'objet de l'un des axes de réflexion du groupe de travail AFGC « renforcement par composite de structures BA par composites » piloté par E. FERRIER et M. QUIERTANT.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] P. Hamelin. Composite materials for building industry: their potential for applications and technological checks on their development. Textile composites in building construction. Editions PLURALIS. Juillet 1990.
- [2] P. Hamelin. Etat de l'art sur l'utilisation des matériaux composites en génie civil et bilan des principaux freins à leur développement. 16<sup>e</sup> conférence technique du chapter Français SAMPE. Novembre 2007. Toulon.
- [3] F. Colomb, H. Tobbi, E. Ferrier, P. Hamelin. Seismic retrofit of reinforced concrete short column by CFRP materials, Composites Structures Volume 82 Issue 4. February 2008 page 475-487.
- [4] AFGC : recommandations provisoires concernant la réparation et le renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites. Février 2011
- [5] M. Le Quan, A. Silarbi, P. hamelin. In plane externally reinforcement as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry. CICE 2012. Rome.
- [6] N.K. Gosain, R.H. Brown, J.O. Jirsa. Shear requirements for load reversal on reinforced concrete members. Journal of earthquake engineering Vol 103 n°7. 1977.
- [7] Y.J. Park and A.H.S. Ang. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of structural engineering Vol 111. 1985 page 722 – 739.

Production scientifique actuelle en relation avec le contrat de recherche IN. PER.MISE.

- Qazi S., Michel L., Ferrier E., Hamelin P., (2011). Seismic retrofitting of RC Shear wall with external bonded CFRP. 10<sup>th</sup> International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-10), Avril 2-4 2011, Tampa, (USA).
- Qazi S., Michel L., Ferrier E., Hamelin P., (2011). Experimental investigation of reinforced concrete shear wall strengthened by carbon fibre reinforced polymers (CFRP) strips. Conférence Internationale ICEES 25-26/04/2011 à Islamabad (Pakistan).
- Michel L., Ferrier E., Hamelin P., (2010). Seismic Behaviour of RC Shear Wall strengthened by External Bonded CFRP. 5<sup>th</sup> International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2010), Beijing, China, 27-29 Septembre 2010.
- Michel L., Si Larbi A., Ferrier E., Hamelin P., (2010). Anchorage System Mechanical Performance Used for External Bonded CFRP Seismic Reinforcement. 5<sup>th</sup> International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2010), Beijing, China, 27-29 Septembre 2010.
- Sadone R., (2011). Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique. Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est, 305 p.
- Sadone R., Quirant M., Chataigner S., Mercier J., Ferrier E., (2010). Behaviour of an innovative end-anchored externally bonded CFRP strengthening system under low cycle fatigue CICE 2010. 5<sup>th</sup> International conference on FRP composites in civil engineering, September 27-29, 2010, Beijing, China.

# RENUFORCEMENT ET REMISE EN PEINTURE DES PONTS DU DANCOURT

---

Jacques BERTHELLEMY\*, Olivier CROS\*\*

\* SÉTRA – Division des Grands Ouvrages et de l’Innovation  
Jacques.Berthelemy@developpement-durable.gouv.fr

\*\* Direction des Routes du Nord  
Olivier.Cros@developpement-durable.gouv.fr

---

## 1. PARTICULARITÉS DE L'OUVRAGE

Les ponts du Dancourt, sur la commune de Donchery dans le département des Ardennes, portent l'A34. Cette autoroute du réseau national relie Charleville-Mézières et Sedan. La circulation sur l'A34, en cumulant les deux sens de circulation, a atteint 30 000 véhicules / jour dont 11 % de poids lourds. Les ouvrages franchissent la Meuse à l'ouest de Sedan. Deux ponts **indépendants** constituent la plate-forme autoroutière ce qui assure une grande robustesse pour la liaison autoroutière elle-même.

Le choix d'ouvrages indépendants se révèle en effet aujourd'hui particulièrement pertinent pour l'entretien et la mise en œuvre de réparations lourdes. C'est ainsi qu'il a été possible d'envisager sereinement des travaux par alternance en coupant successivement un ouvrage sur deux.

Chacun de ces ouvrages construits en 1971/1972 est porté par 5 poutres métalliques assurant à la structure une importante redondance intrinsèque. Les 3 travées ont des portées de 37 m – 66 m – 37 m. L'ouvrage ne comporte ni biais ni courbure et son profil en long est une pente unique de 0.0059 m par mètre linéaire. L'acier utilisé pour la charpente métallique peut être considéré comme étant du S355

(nuance A52 de l'époque). Pour les entretoises, l'acier peut être considéré comme du S235 (nuance A42).

De plus, ces ponts bénéficient d'une excellente conception initiale due à Charles Brignon, alors responsable des ouvrages d'art à la DDE des Ardennes :

- 1) Ils comportent déjà des goussets anti-fatigue monolithiques pour la liaison des pièces transversales alors que les règlements de l'époque ne le préconisaient pas. Ces goussets assurent une durée de vie prolongée à l'ouvrage. Aujourd'hui des codes de calcul complexes ont été élaborés pour traiter de la fatigue : ils tendent à privilégier ce type de conception sans toujours y parvenir.
- 2) Les âmes ne comportent pas de raidisseurs longitudinaux car leurs arrêts constituent des points faibles vis-à-vis de la fatigue. Aujourd'hui les Eurocodes tendent aussi à privilégier ce type de conception.
- 3) La dalle est une dalle mixte qui aujourd'hui encore serait considérée comme innovante. Les premières dalles mixtes construites ont été projetées par F. Leonhardt pour faciliter la construction de passages supérieurs autoroutiers, une conception actualisée de ce type de dalle est présentée dans [1]. J.R. Robinson a adapté la dalle mixte pour les grands ponts suspendus



Figure 1 : Vue des charpentes des deux ponts indépendants supportant l'autoroute



Figure 2 : Goussets arrondis initiaux anti-fatigue (1971 - 1972)

comme Tancarville et Bordeaux. Mais la finesse de la tôle de fond, de nombreux et coûteux connecteurs, et l'absence de raidissement constituaient des difficultés de mise en œuvre sur chantier qui ont conduit à abandonner la solution de la dalle mixte de type Robinson. Pour la dalle mixte du pont de Tancarville, N. Esquillan a en fait déjà utilisé sur la dalle mixte des connecteurs goulots. La dalle des ponts du Dancourt conçue par Ch. Brignon est constituée d'une strate de béton armé de 100 mm d'épaisseur seulement, connectée à un plate-lage métallique de seulement 8 millimètres d'épaisseur. Aujourd'hui cette épaisseur serait portée sur un ouvrage neuf à 12 ou 15 mm notamment pour faciliter l'assemblage sur chantier et le montage. Les cinq poutres du tablier sont espacées de 2,50 m.

En revanche, la technologie sidérurgique disponible à l'époque de construction ne mettait pas encore à la disposition des concepteurs des tôles suffisamment fortes pour éviter les tôles additionnelles auxquelles on ne recourt plus aujourd'hui que dans des cas tout à fait exceptionnels. De plus, les ouvrages avaient été dimensionnés au plus juste pour résister aux charges réglementaires en vigueur au moment de la construction.

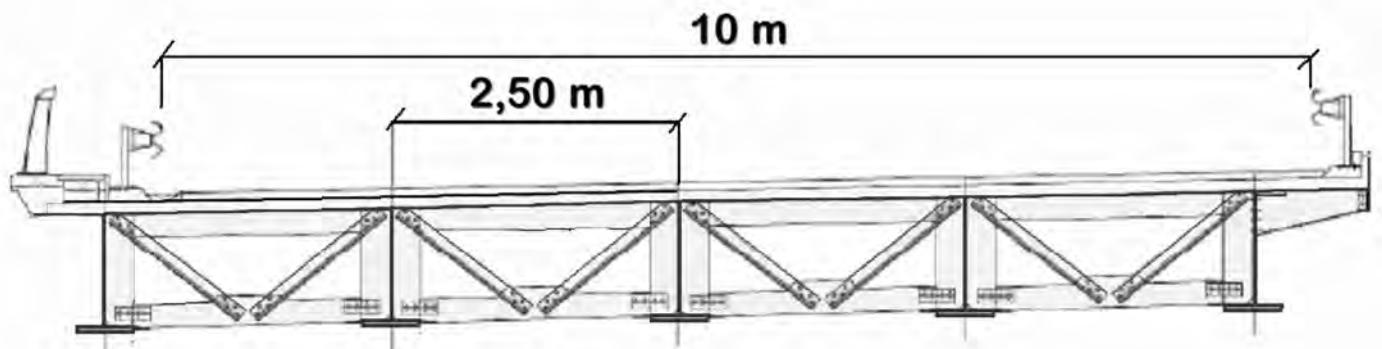
## 2. DÉGRADATIONS ET SOUS-DIMENSIONNEMENTS OBSERVÉS SUR LES OUVRAGES

On relève sur les deux ouvrages de nombreux défauts et dégradations des équipements et des culées. En revanche, il n'a pas été relevé de dégradations sur les structures porteuses métalliques au cours de l'examen visuel détaillé. Les examens par ultra-sons des abouts des semelles additionnelles ont été reportés à la période des travaux pour pouvoir bénéficier de la plate-forme des peintres.

Les dégradations observées sur la protection anticorrosion sont très inégales. Elles sont beaucoup plus prononcées sur l'extérieur des poutres de rive que sur les poutres intermédiaires comme le montrent les photos de la figure 4.

### 2.1. Investigations spéciales de la dalle mixte (octobre 2008)

À la demande du Sétra, des investigations complémentaires ont été entreprises pour vérifier l'intégrité de l'étan-



*Figure 3 : Coupe transversale d'un demi tablier*



*Poutre de rive*



*Poutres intermédiaires et dalle mixte*

*Figure 4 : Disparité des dégradations de la protection anticorrosion*

chéité. On a aussi vérifié qu'il n'y a pas d'eau retenue entre le béton armé et la tôle métallique de fond de la dalle mixte. Dans le cas d'une dalle mixte l'eau qui franchit l'étanchéité est en effet retenue par la tôle de fond. Dans ce cas, des dégradations graves peuvent survenir avec le gel. L'examen au radar a permis d'établir que l'étanchéité, quoique à bout de souffle, avait partout conservé son efficacité. D'autre part quelques perçages de contrôle de la tôle de fond n'ont révélé ni dégradation, ni réduction de l'épaisseur. Ces investigations ont été menées par les Laboratoires de Nancy et de Saint-Quentin. L'épaisseur de la tôle de fond de la dalle mixte a de plus été mesurée à 8,6 mm au lieu des 8 mm théoriques.

Par ailleurs des dispositifs de mine permanents étaient encore exigés par les autorités militaires en 1970 : trous d'homme dans la dalle et pièces métalliques soudées sur la charpente. Ils ne sont plus exigés aujourd'hui. Pour la durabilité de l'ouvrage, il a été décidé de faire disparaître ces points faibles structuraux et de remplacer l'étanchéité en profitant du basculement de circulation. On évite ainsi tout problème de compatibilité entre une ancienne étanchéité et une nouvelle à mettre en place également le long des nouvelles longrines d'ancre des dispositifs de sécurité.

## 2.2. Insuffisances de dimensionnement et renforcements

Les calculs du Cété de l'Est dressés par S. Neiers ont révélé des insuffisances du dimensionnement initial des ponts vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de fatigue, même avec les combinaisons allégées de l'Eurocode, en ce qui concerne les moments résistants sur piles. Le Cété a aussi signalé des insuffisances théoriques du dimensionnement de certains panneaux d'âme vis-à-vis du voilement.

Le Cété de l'Est avait proposé initialement des renforcements par tôles additionnelles. L'existence de tôles additionnelles initiales oblige à dessouder les extrémités existantes pour ressouder des prolongements. Les tôles

additionnelles nouvelles auraient dû être réalisées par soudure au plafond dans des conditions difficiles. Enfin, ces différentes opérations auraient produit — après refroidissement des soudures — d'importantes contraintes résiduelles de traction préjudiciables à la durabilité de l'ouvrage.

## 3. RENFORCEMENT PRINCIPAL PAR TÔLES INCLINÉES

### 3.1. Principe et avantages d'un dispositif continu sur toute la longueur du pont

Le Sétra a proposé les solutions suivantes :

Tôles inclinées longitudinales continues sur tout l'ouvrage sur les poutres de rive, à l'extérieur, plus faciles à mettre en œuvre qu'une semelle additionnelle à souder au plafond sous la semelle principale. Cette tôle continue n'introduit pas de nouvelle discontinuité mécanique synonyme de risques à long terme de fissuration de fatigue.

Collage de lamelles de fibres de carbone localisées aux zones d'about des semelles additionnelles existantes.

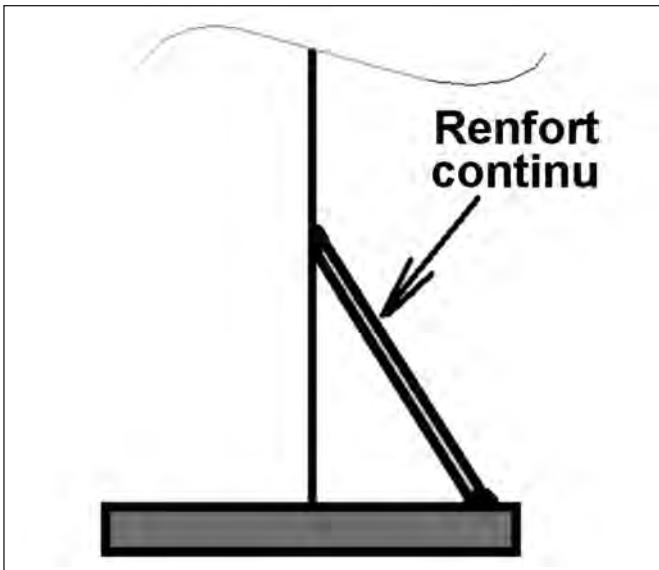
Ces dispositions ont été adoptées et justifiées en détail par le Cété.

De telles dispositions avaient déjà été adoptées à titre expérimental pour un ouvrage neuf sur la rocade de Strasbourg, et réalisées sans problème dans le cas de cet ouvrage courbe. Le pont de Nouméa en référence [1] est un second exemple de mise en œuvre. En revanche leur mise en œuvre sur un ouvrage ancien constitue une innovation. Outre leur rôle purement mécanique de participation à la flexion générale d'ensemble, ces tôles soudées à leur point haut à l'âme et à leur point bas sur la membrure inférieure présentent de manière générale de multiples avantages :  

- rigidification en torsion de la membrure inférieure courbe ce qui facilite sa justification à l'instabilité élastique,



Figure 5 : Auscultation radar de la dalle et de son étanchéité



**Figure 6 : Renfort par tôles inclinées.**

- raidissement de l'âme dont on interdit par exemple la respiration en partie inférieure,
- amélioration du transfert des cisaillements entre l'âme et la membrure inférieure, en particulier au droit des concentrations de contraintes dont sont le siège les points des changements d'épaisseur de la semelle inférieure,
- interdiction du cheminement piéton sur le rebord de la membrure,
- interdictions des stagnations d'eau et du nichage d'oiseaux sur les membrures inférieures, ce qui améliore la résistance à la corrosion dans une zone qui avait été particulièrement dégradée depuis la construction de l'ouvrage,
- renforcement efficace de la membrure inférieure vis-à-vis des chocs de véhicules hors gabarit comme le montre le pont de la rocade de Strasbourg au droit du franchissement de la rue des Bouchers (Figure 7).

Cette disposition constructive est recommandée pour les ouvrages neufs, en particulier dans le cas de la mise en œuvre d'acier autopatinable, même si elle n'empêche pas

les hirondelles de nicher sous les membrures supérieures. Dans le cas de la construction d'un pont neuf en acier autopatinable, le caisson triangulaire unique peut être doublé symétriquement de part et d'autre de l'âme pour éviter toute rétention des déjections sur les membrures inférieures. Dans le cas des ponts existants comme au Dancourt, les raidisseurs verticaux sont déjà soudés pour la stabilité des âmes et porter les entretoises. Par conséquent, le caisson triangulaire n'est possible que du côté extérieur des poutres de rive car la tôle inclinée doit être continue.

### 3.2. Mise en œuvre des tôles inclinées

Les tôles additionnelles inclinées ont une épaisseur comprise entre 20 et 30 millimètres. L'entreprise a choisi des segments de 4m de longueur. Les segments mis en place sont d'abord raboutés entre eux, avant d'être liés simultanément par deux cordons de soudure longitudinaux à la charpente existante. Ce phasage limite les contraintes résiduelles introduites dans la charpente.

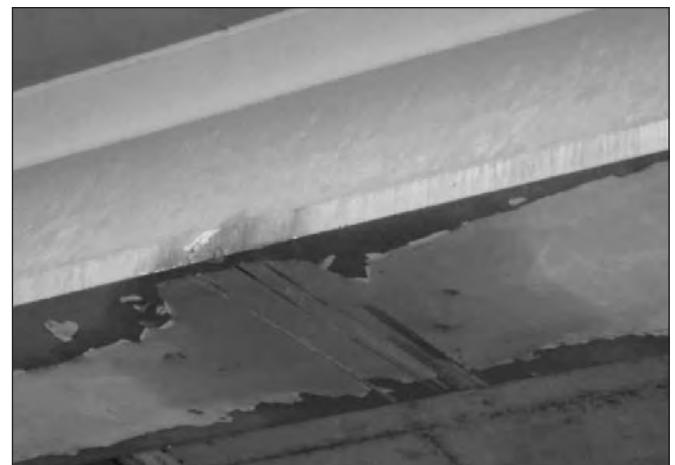
La mise en œuvre aurait pu être compromise par la préparation insuffisante de l'entreprise. Les deux chanfreins des tôles additionnelles ont en effet été ouverts pour former au total une ouverture de 90 degrés au lieu de 45 degrés sur les premières tôles. Par ailleurs, les cordons de soudure verticaux anciens entre les panneaux des âmes ont dû être arasés localement à la demande de la maîtrise d'œuvre pour permettre le bon positionnement des tôles inclinées additionnelles.

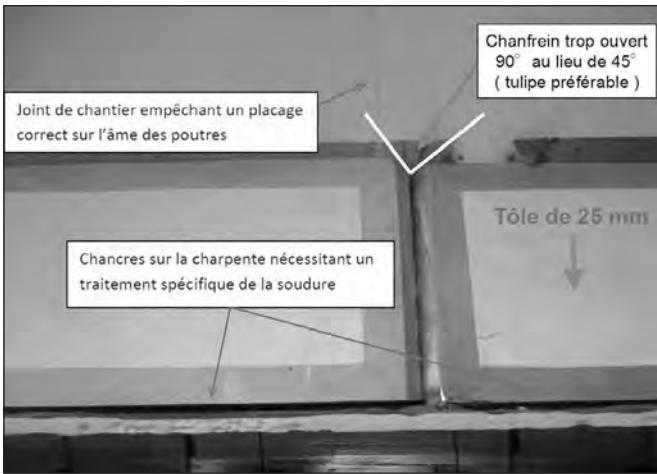
Après correction de ces erreurs initiales, les imperfections géométriques des poutres sont rentrées dans les limites acceptables pour permettre l'assemblage des tôles additionnelles et leur soudage sur les tôles de base.

La soudure des semelles inclinées a révélé les imperfections initiales des tôles de base en provoquant quelques fissures dans un plan horizontal traversant les semelles inférieures. Les tôles ayant été élaborées avant la mise en œuvre par les forges de la coulée continue, il s'agit en fait de défauts d'origine dus à l'écrasement d'impuretés lors de l'élaboration de la tôle dans le quarto de laminage. Elles débouchent sur le chant de la membrure inférieure aux environs de la mi-épaisseur.



**Figure 7 : Ponts de la rocade de Strasbourg au franchissement de la rue de Bouchers**





**Figure 8 : Semelles additionnelles avant soudage**

Le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy a alors mené une inspection complète de l’ouvrage : visuelle et par ultra-sons (US) à l’occasion du contrôle des abouts de semelles additionnelles. Les investigations par ultra-sons ont montré que la profondeur des fissures ne dépasse pas 40 mm.

Cette faible profondeur de pénétration à l’intérieur des membrures est rassurante. Les défauts ainsi révélés sont en fait sans danger pour la stabilité de l’ouvrage et existaient préalablement aux opérations de renforcement par les tôles inclinées. Cette campagne a permis de préciser la localisation des fissures de délamination régnant sur des longueurs allant de un mètre, à quatre mètres pour la plus longue.

Il a donc été décidé d’obturer simplement les fissures révélées par la mise en œuvre des tôles inclinées. Un cordon de soudure d’épaisseur minimale ( $a = < 5\text{mm}$ ) a été déposé dans le sens longitudinal au droit des fissures sur le chant des membrures. Ces cordons traitent chaque zone détectée aux US avec une marge de sur-longueur de 300 mm à chaque extrémité des fissures. En plus de son rôle méca-

nique somme toute secondaire, cette fermeture de l’interstice y stoppe la corrosion en empêchant le renouvellement de l’oxygène.

## 4. RENFORCEMENT COMPLÉMENTAIRE PAR FIBRES DE CARBONE

La mise en œuvre du collage de fibres de carbone supposait que les entreprises répondent en proposant des offres et des matériaux adaptés au collage sur l’acier. Le module des plats classiques en fibres de carbone de renforcement pour les structures en béton est en effet de 160 GPa seulement. Ces fibres sont inutilisables pour un collage sur l’acier car elles n’auraient repris qu’une faible part de l’effet des charges d’exploitation, n’apportant aucun soulagement vis-à-vis de la fatigue dans les zones des abouts des semelles additionnelles à traiter.

L’entreprise a proposé de recourir à des lamelles avec une densité de fibres plus importante que celle présentée par les fibres de carbone utilisées pour le renforcement du béton. Ce fut le cas grâce aux lamelles de haut module **Sika-Carbodur** dont le module élastique en traction de **400 GPa** offre une rigidité supérieure à celle de l’acier laminé dont le module élastique théorique est de 210 GPa. Il est à noter que la mesure de ce module de l’acier des tôles laminées est difficile et révèle souvent une dispersion entre 200 et 230 GPa.

Les renforcements par fibres de carbone sont menés sous la voie lente des camions de chaque pont, c’est à dire au droit de la poutre n°1 de rive et de la poutre n°2 voisine. Grâce à la légèreté des fibres de carbone, les lamelles additionnelles peuvent être mises en œuvre aussi bien en sous face qu’en face supérieure, selon la présence ou non d’un raidisseur d’entretoise intermédiaire dans la zone à renforcer.

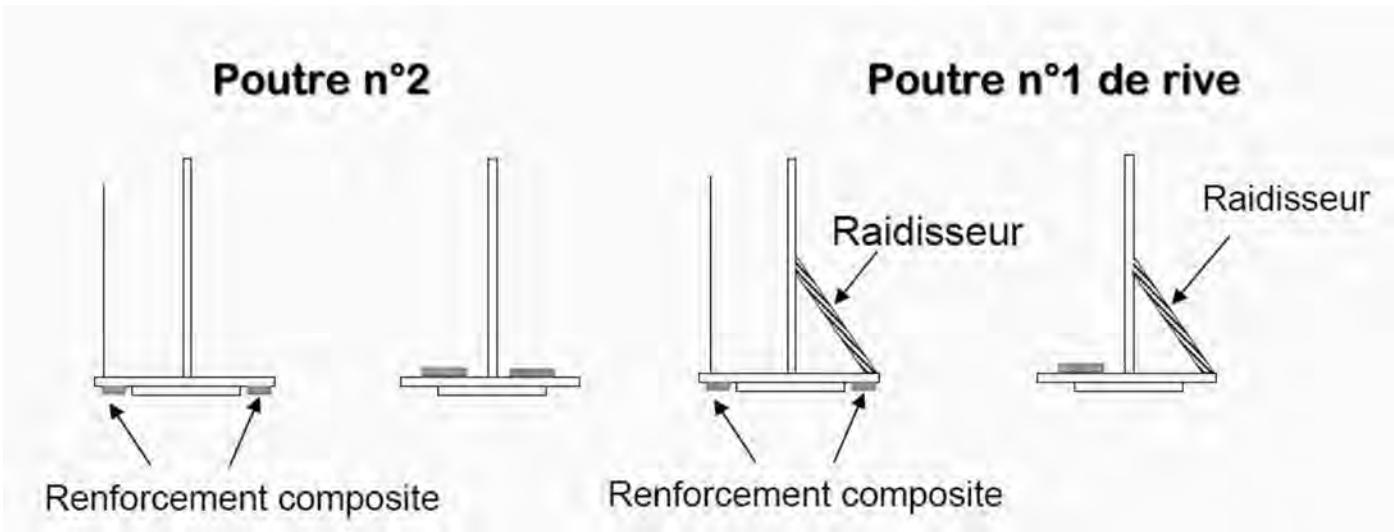


Aspect lors de la détection (Photo J.Y. Joineau)

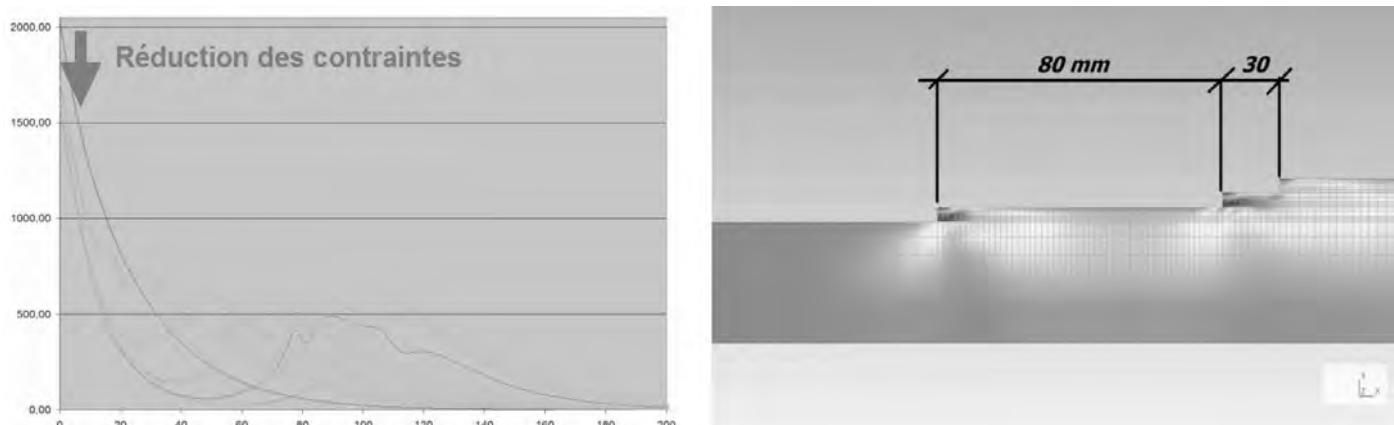


Aspect après traitement

**Figure 9 : Traitement des fissures longitudinales inter-lamellaires**



**Figure 10 : Plats collés en fibres de carbone de 400 GPa de module élastique**



**Figure 11 : Calcul Code\_Aster de la disposition optimale des states de carbone collées**

Un calcul aux éléments finis mené au SÉTRA par Fabien Rizard a montré que la disposition optimale des trois strates de fibres de carbone doit de préférence respecter les décalages de la figure 11.

La longueur de 80 mm du premier palier permet de réduire les contraintes de vingt pour cent environ.

La mise en œuvre des renforcements par fibres de carbones a été contrôlée par les Laboratoires de Ponts et Chaussée de Strasbourg et d'Autun.

Comme les ponts du Dancourt (1971) sont déjà équipés des goussets arrondis aujourd’hui prévus dans les Eurocodes, il a suffi de régulariser leur géométrie et d’effacer localement par la refusion le compteur de cycles de fatigue, ce qui est moins coûteux que de substituer des goussets neufs aux goussets existant.

Dans le but de réduire le coût des interventions et les contraintes résiduelles introduites dans la charpente ancienne, les remplacements de goussets prévus initialement par le Cété en phase préliminaire ont été abandonnés. On leur a substitué des parachèvements lors de la consultation des entreprises :

- Refusion TIG,
- Martelage ou grenaillage de précontrainte.

Pour traiter par parachèvement un ouvrage ancien, il ne faut pas opposer la refusion T.I.G. et le martelage (ou grenaillage) de précontrainte. En effet, cette dernière technique n'est de toute façon envisageable qu'après une soigneuse régularisation préalable de la géométrie par refusion T.I.G. Lors de la campagne 2011-2012 de renforcement des ponts du Dancourt, on s'est limité à la refusion

## 5. PARACHÈVEMENT PAR LA TECHNIQUE DE REFUSION T.I.G.

Les goussets monolithiques existants comportent une pièce générale unique de liaison de forme trapézoïdale. Le Cété avait initialement proposé le remplacement de ces goussets par des paires de goussets latéraux triangulaires rapportés de forme triangulaire, avec un arrondi de plus grand rayon.

T.I.G. par raison d'économie. Les martelages pourront accompagner la prochaine rénovation de la protection anti-corrosion dans 30 ou 40 ans.

La refusion TIG est pratiquée par les principaux constructeurs métalliques. Elle a déjà fait l'objet d'un essai de mise en œuvre par les « Forges de Strasbourg » (qui ont rejoint Eiffage-CM) sur des cordons de soudure du pont frontalier dit de l'Europe entre Strasbourg et Kehl. Les résultats ont pu être évalués en partenariat avec nos collègues allemands : à l'université de Karlsruhe, le professeur Mang a validé à cette occasion le bien-fondé des parachèvements par seule refusion T.I.G. en pratiquant sur éprouvettes ainsi traitées à des essais dynamiques de fatigue.

Un calcul des zones de plus forte probabilité d'initiation de fissures, réalisé par le SÉTRA au moyen de Code\_Aster

(logiciel libre d'EDF-R&D) a permis de préciser l'importance de la zone à traiter par le parachèvement. Cette zone est très limitée et correspond à la zone en clair de la figure 12.

Ce modèle Aster a aussi permis d'évaluer la classe de fatigue avant traitement : pour un rayon de 42 mm la classe de fatigue au sens de l'eurocode 3 est la classe 60 MPa.

Le parachèvement par refusion T.I.G. améliore la classe de 10 MPa environ en supprimant les imperfections locales liées à la technique de découpe des tôles. Il n'a pas été nécessaire de traiter tous les goussets ou tous les abouts de semelles additionnelles, mais seulement ceux qui présentent des irrégularités importantes de géométrie ou bien qui sont sollicités en fatigue par les charges routières comme les calculs du Cété le font apparaître.



Figure 12 : Détermination par Code\_Aster des zones à risques et traitement T.I.G.



## 6. RÉFLECTION DE LA PROTECTION ANTI-CORROSION

La protection anti-corrosion des poutres des deux ponts avait presque 40 ans au moment des travaux.

À titre expérimental, la protection anticorrosion d'un des deux ouvrages avait fait l'objet d'un premier avivage intermédiaire il y a une vingtaine d'années et avait été entretenue régulièrement par la subdivision par des retouches régulières tandis que sur l'autre ouvrage, aucune maintenance n'avait été entreprise.

La situation aurait donc pu justifier une rénovation complète de la protection anticorrosion en solution de base du DCE, solution classique qui élimine définitivement le plomb de tout l'ouvrage.

La protection anticorrosion d'origine au minium-plomb est en effet difficile à rénover après décapage. Elle exige de prendre des précautions tant vis-à-vis de **l'hygiène et sécurité du chantier** que pour la **protection de l'environnement**, afin d'**éviter toute intoxication d'intervenant et toute pollution de la Meuse**.

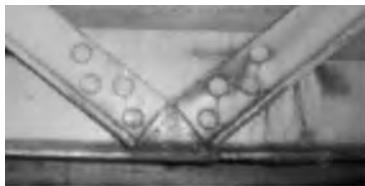
En raison de la très forte disparité des dégradations de la protection anticorrosion mise en évidence par les photos de la figure 4, la solution retenue consiste à ne rénover que les

zones dégradées (poutres de rives, zones des trous d'homme du dispositif de mine,...). Ceci dégage aujourd'hui une économie et limite les risques du chantier liés à l'extraction de plomb. Il est vrai en revanche qu'il reste des zones étendues sur les poutres qui demeurent protégées par le plomb car elles étaient restées en bon état : sous face de la dalle mixte et poutres intermédiaires par exemple. Ces zones sont aujourd'hui conservées et ne seront rénovées complètement que si cela est nécessaire lors de la prochaine campagne d'entretien des tabliers, dans 30 ou 40 ans. La décision dépendra alors des dégradations qu'on y constatera.

### 6.1. Constitution du marché

La classe d'environnement ou catégorie de corrosivité est la classe C4. Le Dossier de Consultation attirait l'attention des entreprises sur la complexité du chantier, qui comprend :

- un décapage d'une partie des certains fonds au plomb : extérieur des poutres de rive et zones sur culées,
- des renforcements des poutres de rive,
- **des investigations (ressuage, US, ...)** pour rechercher des fissures de fatigue éventuelles,
- l'avivage des zones de protection anti-corrosion non rénovées,



**1 - brut**



**2 - avivage**



**3 - décapage**

**Figure 13 : Nœud d'entretoise : état initial – après avivage – après décapage**



**Figure 14 : Vestiaire et masques pour l'hygiène et la sécurité, confinement du chantier pour l'environnement.**



– la remise en peinture par un système neuf comprenant une couche primaire au zinc dans les zones complètement décapées.

Le DCE précisait dans un plan les zones à aviver et les zones à décapage en mettant le métal à nu. L'analyse des offres a tenu compte de l'organisation adoptée pour assurer la qualité et la durabilité des travaux de maintenance en articulant les différents chantiers à prévoir dans un chronogramme détaillé.

La qualité des propositions techniques des entreprises (confinement, ventilation, organisation des sas, mesures de contrôle) a fait partie des critères de jugement des offres. Le décapage à l'abrasif et le décapage UHP étaient les deux techniques envisageables pour les avivages.

## **6.2. Mise en œuvre de la protection anticorrosion**

Le décapage à l'abrasif peut poser des problèmes aigus d'hygiène et de sécurité puisqu'on enveloppe très hermétiquement le chantier pour éviter tout rejet dans l'environnement. Il a pu être retenu du fait de mesures rigoureuses pour permettre la protection des opérateurs et les contrôleurs :

- des systèmes bien dimensionnés d'aspiration et de ventilation sont un point essentiel pour répondre au souci prioritaire d'éviter toute intoxication au plomb,
- port de masques sur chantier,

– passages par un sas de décontamination et un vestiaire à tous les types de pause, toilettes ou repas notamment. Cette dernière mesure est facile à écrire sur le papier mais très contraignante à respecter en pratique.

L'entreprise, un groupement Est-Ouvrages / CHIARIZIA / MASCI, a proposé une solution adaptée au traitement de l'interface entre zones rénovées et zones avivées avec des couches primaires de natures différentes, à base de plomb et de zinc. Enfin une couche finale de finition compatible avec les systèmes primaires des différentes zones a été mise en œuvre. Il avait été initialement estimé qu'on traiterait 20% de la surface par décapage complet et 80% de la surface par avivage. La répartition effectivement mise en œuvre est en définitive de 30% / 70%. La proportion de surface avivée reste élevée dans le cas des ponts du Dancourt du fait du très bon état de la sous-face métallique de la tôle de fond de la dalle mixte qui ne nécessitait pas de décapage.

## **7. CONCLUSION**

Des travaux importants et à caractère très innovant ont été menés à bien :

- Soudage d'une **tôle inclinée à l'extérieur des poutres de rive** pour augmenter la sécurité à l'ELU et la robustesse en fatigue,
- Application de techniques de **parachèvement par refusion TIG** sur les goussets,

– **Collage de fibres de carbone** sur semelle inférieure des poutres principales aux extrémités des semelles additionnelles existantes.

Par ailleurs, une **option innovante mixte de décapage / avivage** s'est avérée plus économique que le décapage complet :

– Décapage complet (30% environ de la surface) : poutres de rive et zones sur culées

– **Avivage (70% environ de la surface)** : poutres intermédiaires et sous-face de la tôle de la dalle mixte.

Par ailleurs, les structures ont été vérinées afin de permettre le remplacement des appareils d'appui sur les piles. Enfin, côté Charleville, les perrés ont été reconstruits. Les dispositifs de retenue ont été rénovés en rive de tablier : les glissières ont été remplacées par des barrières de type BN5 sur longrines non ancrées et les garde-corps ont été mis aux normes. Côté TPC : les glissières ont été remplacées par des GS2 sur longrines ancrées.

Enfin, la chape d'étanchéité et la couche de roulement de chaque tablier ont été reprises. Les joints de chaussée ont également été remplacés ce qui n'est pas facile dans le cas d'une dalle mixte et pourrait faire l'objet d'un article entier : on s'est efforcé pour les ponts du Dancourt d'adapter avec l'entreprise un joint de chaussée à la dalle mixte. Une autre voie consiste à définir à l'avance, avant de lancer le marché, les transformations de l'about du pont qui

lui permettront de recevoir tels quels des joints de chaussée existant.

S'il n'y avait qu'une seule leçon à retenir des chantiers du Dancourt, c'est que le choix initial de deux ouvrages indépendants pour porter l'autoroute s'est révélé particulièrement pertinent pour la mise en œuvre de réparations lourdes. Une déviation avec deux sens de circulation sur l'autre pont, a permis de travailler sur chaque pont sans trop gêner les usagers durant chacune des deux périodes estivales 2011 et 2012.

Tout au long du chantier, des campagnes d'information des usagers ont été réalisées à l'aide de différents supports complémentaires de signalisation : notamment dossier et communiqués de presse, panneaux d'information, numéro de téléphone et site internet. Les usagers ont ainsi pu disposer en permanence d'une information routière fiable afin d'adapter leur trajet, de tenir compte des nouveaux temps de parcours, et de modifier leur comportement au volant en abordant le chantier.

## 8. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Berthellemey, J., Schavits, D. : "Franchissement autoroutes en service sans appuis intermédiaires." Annales du BTP 2013.

## COMITÉ SCIENTIFIQUE

## SCIENTIFIC COMMITTEE

### Président/*Chairman* :

- Denis Fabre (CNAM - France)

H. BOUFOUS (*ADM*)

P. BREUL (*UBP*)

A. DERRADJI (*ADM*)

H. EJJAAOUANI (*LPEE*)

M. ESSADAOUI (*CMSG*)

E. FLAVIGNY (*ADRG*)

A KCHIKACH (*UCAM*)

M. SAHILI (*EHTP*)

➤ Abdelkrim Derradji (*ADM*, Maroc)

➤ Houssine Ejjouani (*LPEE*, Maroc)

➤ Azzouz Kchikach (*UCAM*, Maroc)

➤ Mohammed Sahli (*EHTP*, Maroc)

➤ Ramdane Bahar (*USTHB*, Algérie)

➤ Pierre Breul (*UBP* Clermont-F, France)

➤ Roger Cojean (*Mines ParisTech*, France)

➤ Félix Darve (*INPG*, France)

➤ Jean-Louis Durville (*MEEDM*-France)

➤ Marc Favre (*GEOS*, France)

➤ Etienne Flavigny (*ADRG*, France)

➤ Mehdi Ghoreychi (*Ineris*, France)

➤ Yves Guerpillon (*EGS*, France)

➤ Alain Guilloux (*Terrisol*, France)

➤ Mehrez Jamei (*ENIT*, Tunisie)

➤ Vincent Labrousse (*EPFL*, Suisse)

➤ Jean-Pierre Magnan (*IFSTTAR*, France)

➤ Manuel Pastor (*Univ. Madrid*, Espagne)

➤ Frédéric Pellet (*CFMR*, France)

➤ Luciano Picarelli (*Univ. Naples*, Italie)

➤ Jean-François Thimus (*UCL*, Belgique)

## COMITÉ D'ORGANISATION ORGANISING COMMITTEE

### RSS 2014

#### *Rock slope stability*

#### *Stabilité des versants rocheux*



2 au 4 Avril 2014

April, 2-4 2014

Marrakesh - Maroc

الطريق السبارة بالمغرب  
Autoroutes du Maroc



Association Universitaire de Génie Civil



Comité Français de Géologie  
de l'Ingénieur et de l'environnement



Comité Français de Mécanique des Roches



Comité Français de Mécanique des Solis

## PRÉSENTATION

L'instabilité de masses rocheuses fracturées ou tendres reste une problématique actuelle notamment au regard des problèmes de maintenance des infrastructures ou de gestion des risques. La prise en compte de ces deux aspects doit être intégrée dès la conception et durant toute la vie des ouvrages.

Le symposium a pour objectif de dresser un état des connaissances sur l'étude du comportement et des confortations de ces ouvrages ainsi que sur la gestion des risques de ce type d'instabilités.

The instability of weak and/or fractured rock is a current issue in particular to the problems of infrastructure maintenance or risk management.

Taking into account these two aspects must be integrated in the design and all along the service life of these works. This symposium aims to provide a state of the art on the study of behaviour and reinforcement as well as on the risk management of such instabilities.

## THÈMES PRINCIPAUX /MAIN TOPICS

- Sols indurés, roches tendres  
Hard soils, soft rocks
- Stabilité et comportement à court et long terme  
Short and long term stability and behavior
- Erosion des talus  
Erosion of embankments
- Conception des terrassements pour les grands ouvrages linéaires  
Embankment design for important linear works
- Mines et carrières à ciel ouvert  
Open pit mines and quarries
- Méthodes de confortement et de surveillance  
Monitoring and reinforcement methods
- Gestion des risques d'instabilité rocheuse  
Management of rock instabilities

Les frais d'inscription peuvent être réglés en France ou au Maroc ; un tarif pour les doctorants est proposé.

## DATES IMPORTANTES / DEADLINES

|             |                                       |
|-------------|---------------------------------------|
| Résumés     | Abstracts submission :                |
|             | 30/09/2013                            |
| Articles    | Papers submission :                   |
|             | 30/11/2013                            |
| Acceptation | Acceptance :                          |
|             | 15/01/2014                            |
|             | Programme définitif<br>Final program: |
|             | 15/02/2014                            |

Les articles retenus (en français ou en anglais) seront édités pour le Colloque. Après reformatage, ils seront transmis pour publication dans un volume spécial d'une revue internationale.



Complément et inscription  
sur site internet :

web : <https://sites.google.com/site/rockslopestability/2014/>  
homeSécrétariat / Secretary  
mail : [secretariatrss2014@univ-toulouse.fr](mailto:secretariatrss2014@univ-toulouse.fr)

# recommandations aux auteurs

## CONTEXTE GÉNÉRAL

Les Annales du BTP sont avant tout une revue technique francophone s'adressant à un public d'ingénieurs et de professionnels œuvrant dans les multiples secteurs du BTP au sens le plus large du terme, à savoir la construction, le bâtiment, les travaux publics, l'ingénierie, les infrastructures urbaines et territoriales.

Les grands enjeux sous-tendus dans tout article pouvant paraître dans la revue sont à mettre en regard avec les problématiques d'aujourd'hui, progrès et innovation technologiques, développement économique dans le respect de l'environnement, valorisation des produits de la recherche dans le monde professionnel, défense du secteur de la construction dans l'économie mondiale...

Les auteurs sont invités à prendre en considération ces aspects dans toute leur diversité. Beaucoup d'articles en effet ne manqueront pas de se baser sur une présentation de travaux de recherche, qu'elle soit fondamentale ou appliquée. Néanmoins, à la différence d'une revue scientifique, les Annales attendent de ses contributeurs plus une description exhaustive de l'intérêt que leurs travaux pourraient présenter à la communauté professionnelle qu'une description précise de leur cheminement intellectuel.

Quand un article est le prolongement d'un colloque ou d'une rencontre scientifique, l'auteur devra donc veiller dans la réécriture à ne pas trop détailler sa démarche, mais à montrer l'intérêt de sa recherche pour le lectorat de la revue, en montrant en particulier dans l'introduction et la conclusion quels étaient ses grands objectifs. Il ne s'approfondira pas plus que nécessaire sur l'aspect scientifique.

## PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

Le texte doit être soumis sous format électronique, de préférence en **.doc**, et envoyé au rédacteur en chef François BUYLE-BODIN à l'adresse **annalesbtp@gmail.com**

En cas de refus de transmission pour cause de lourdeur des fichiers, il conviendra de fractionner l'envoi. Afin de faciliter la diffusion du savoir, l'éditeur n'exige pas des auteurs une mise en forme particulière de leur article. Aucune contrainte de longueur n'est posée, mais l'idéal est aux alentours de 15 pages en arial 10 interligne simple.

Il est nécessaire de **préciser le titre en français et en anglais**, le ou les auteurs (nom, prénom, titres, coordonnées, adresse mail), en précisant l'auteur correspondant.

**Un résumé de 15 lignes environ en français et en anglais est indispensable.**

Les unités de mesures et les symboles doivent respecter les règles typographiques internationales.

**Les références doivent être numérotées par ordre d'apparition dans le texte entre crochets [1]** et les numéros rappelés dans les références.

Les figures, tableaux et photos doivent être numérotés et leur position signalée dans le manuscrit. Ils seront publiés en noir et blanc dans le corps des articles et doivent donc être d'un bon niveau de gris, au moins 400 dpi. Les photos ou figures originales peuvent être incluses dans le fichier de texte ou fournies à part en .jpg. Certaines pourront être publiées à la demande en couleur dans un cahier central ou figurer sur la une de couverture. Dans ce cas elles doivent être d'une résolution maximale. Ne pas oublier dans tous les cas de mentionner les **crédits photographiques**.

## FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

Le rédacteur en chef accuse réception du manuscrit et lance la phase d'approbation. Il s'appuie pour la relecture et la sélection finale des articles sur un comité éditorial comprenant des experts reconnus de la profession, ainsi que des membres des conseils scientifiques des principales associations du BTP partenaires des Annales.

Le rédacteur en chef de la revue fait part à l'auteur de la décision de publier ou non le texte, il précise éventuellement les corrections à apporter.

Le rédacteur en chef se charge de la transmission du manuscrit à l'éditeur, qui contactera directement par mail l'auteur correspondant pour d'éventuelles précisions et pour délivrer le Bon à Tirer BAT.

L'auteur correspondant recevra gratuitement 10 exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article. Il se chargera de les communiquer aux coauteurs.



# INSCRIVEZ-VOUS MAINTENANT POUR DÉCOUVRIR LES NOUVEAUTÉS

Découvrez au plus près l'avenir du terrassement.

Les inscriptions sont ouvertes pour l'expo présentant toutes les nouvelles avancées en matière d'équipements, de technologies et de produits dans le domaine du terrassement. Ce salon, qui vous présente les dernières innovations en matière d'engins de chantier et les toutes nouvelles stratégies de maintenance, vous révèle les façons de travailler plus intelligemment.

Inscrivez-vous maintenant sur [www.conexpoconagg.com](http://www.conexpoconagg.com) et économisez plus de 30 % !



**TOUTES LES  
NOUVEAUTÉS  
SONT ICI**

