

Travaux

n° 752

PONTS

- Le viaduc de Pomponne sur l'autoroute A 104. Elargissement du viaduc sur la Marne
- Le pont de Sireuil en Charente. Restauration et élargissement
- La réparation du pont de Châlons-en-Champagne
- Le pont de Marboue en Eure-et-Loir. Confortement des fondations et réfection du tablier

SUSPENSION

- La rénovation du pont de Tancarville. Le remplacement de la suspension
- Le changement de la suspension du pont Lorois sur la rivière d'Étel (Morbihan)

INSPECTION

- Un outil original pour l'inspection et la réparation des piles de grande hauteur. Le Système Indépendant Navigant et Grimpant d'Entretien (S.I.N.G.E.)

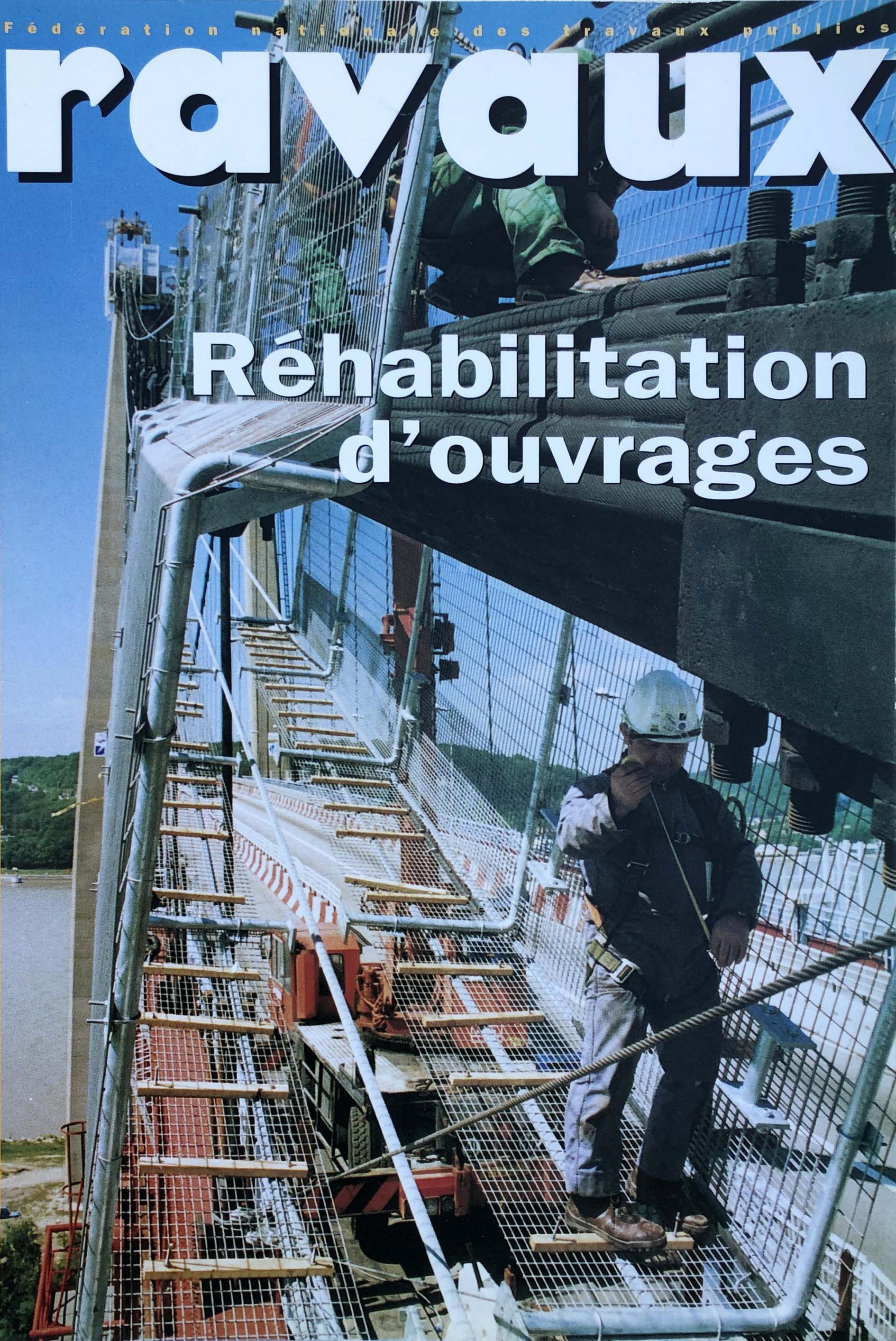
AÉRORÉFRIGÉRANTS

- Centrale EDF de Cattenom (Moselle). Rénovation des corps d'échange en béton ultra hautes performances (BSI)
- Centrale EDF de Cattenom. Du béton de poudres réactives (BPR) pour le nucléaire

KRONOS

- Le projet national Kronos 1. Les facteurs d'influence sur le vieillissement des ouvrages d'art

Réhabilitation d'ouvrages





Notre couverture

Le pont de Tancarville

Photo G. Forquet (Setra)

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier

3, rue de Berri - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 44 13 31 44

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart

Tél. : (33) 02 41 35 09 95

Fax : (33) 02 41 35 09 96

E mail : Francoise.Godart@wanadoo.fr

MAQUETTE

T2B&H

8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris

Tél. : (33) 01 44 64 84 20

VENTES ET ABONNEMENTS

Colette Robert

RGRA

9, rue Magellan - 75008 Paris

Tél. : (33) 01 40 73 80 05

E mail :

revue.generale.des.routes.rgra@wanadoo.fr

France : 920 FF TTC

Etranger : 1100 FF

Prix du numéro : 115 FF (+ frais de port)

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle

61, bd de Picpus - 75012 Paris

Tél. : (33) 01 44 74 86 36

Imprimerie Chirat

Saint-Just la Pendue (Loire)

La revue Travaux s'attache, pour l'information de ses lecteurs, à permettre l'expression de toutes les opinions scientifiques et techniques. Mais les articles sont publiés sous la responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur se réserve le droit de refuser toute insertion, jugée contraire aux intérêts de la publication.

Tous droits de reproduction, adaptation, totale ou partielle, France et étranger, sous quelque forme que ce soit, sont expressément réservés (Copyright by Travaux). Ouvrage protégé : photocopie interdite, même partielle (loi du 11 Mars 1957), qui constituerait contrefaçon (Code pénal, article 425).

Editions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris

Commission paritaire n° 57304



éditorial

Daniel Tardy

1

actualités

8

matériels

11

PRÉFACE

Georges Ribes

13

PONTS

◆ Le viaduc de Pomponne sur l'autoroute A 104.

Elargissement du viaduc sur la Marne

- *The Pomponne viaduct on the A 104 motorway.*

Widening of the viaduct over the Marne

Ph. Barbez

14

◆ Le pont de Sireuil en Charente. Restauration et élargissement

- *The Sireuil Bridge in the Charente region. Rehabilitation and widening*

N. Bourdet

19

◆ La réparation du pont de Châlons-en-Champagne

- *The repair of the Châlons-en-Champagne bridge*

D. Poineau, J.-M. Lacombe, G. Desgagné, C. Creppy, H. Marneffe, L. Duflot, P. Ribolzi, B. Vandeputte, Ph. Zanker

24

◆ Le pont de Marboue en Eure-et-Loir. Confortement des fondations et réfection du tablier

- *The Marboue Bridge in the Eure-et-Loir region.*

Strengthening of foundations and reconstruction of deck

B. Pujol, D. Coudert

40

SUSPENSION

◆ La rénovation du pont de Tancarville. Le remplacement de la suspension

- *Renovation of Tancarville bridge. Replacement of suspension*

P. Pous, A. Grange, D. Colombot, E. Joly

44

◆ Le changement de la suspension du pont Lorois sur la rivière d'Étel (Morbihan)

- *Change of suspension on Lorois Bridge over the Etel River in the Morbihan region*

D. Guillot, R. Castel

50

Sommaire

avril 1999

Réhabilitation d'ouvrages

Dans les prochains numéros

- Sols et fondations**
- Tunnels - Travaux souterrains**
- Offshore - Travaux en mer**
- Environnement**
- Terrassements**
- International**
- Ponts**
- Routes**
- Travaux urbains**



INSPECTION

◆ Un outil original pour l'inspection et la réparation des piles de grande hauteur. Le Système Indépendant Naviguant et Grim pant d'Entretien (S.I.N.G.E.)
- *An original tool for the inspection and repair of major piers. The SINGE (Independent Navigating and Climbing Maintenance System)*

G. Delfosse, J.-M. Tessier

58



AÉRORÉFRIGÉRANTS

◆ Centrale EDF de Cattenom (Moselle). Rénovation des corps d'échange en béton ultra hautes performances (BSI)
- *EDF power plant in Cattenom (Moselle region). Renovation of packing in ultra high performance concrete*

N. Cheminot, Th. Thibaux

63



◆ Centrale EDF de Cattenom. Du béton de poudres réactives (BPR) pour le nucléaire
- *EDF power plant in Cattenom. Reactive powder concrete (BPR) for the nuclear industry*

A. Bekaert, M. Behloul, J. Dugat, R. Adeline, H. Lacombe

69



KRONOS

◆ Le projet national Kronos 1. Les facteurs d'influence sur le vieillissement des ouvrages d'art
- *The Kronos 1 national project. Factors influencing the ageing of bridge structures*

B. Fargeot

73

innovation

84

répertoire des fournisseurs

86

La France dispose d'un patrimoine considérable d'ouvrages de génie civil en service. Le patrimoine collectif de l'ensemble des réseaux de transport de personnes et de fluides a été évalué en effet à dix mille milliards de francs, valeur dont les ouvrages d'art (ponts, tunnels, ouvrages hydrauliques, aéroréfrigérants...) avec les réseaux d'assainissement représentent une part importante. Ce patrimoine a besoin d'être entretenu et rénové. Pour l'essentiel, il est placé sous la responsabilité de maîtres d'ouvrage publics : Administrations, établissements publics, collectivités territoriales, qui en assurent la gestion : inspections régulières, opérations d'entretien et de réparation, réhabilitation. Ces maîtres d'ouvrage sont depuis longtemps conscients de cette nécessité, comme en témoigne cet extrait d'une Instruction Technique de la direction des Routes en date du 19 octobre 1979 :

"Toutes les structures créées par l'homme s'usent et se dégradent avec le temps, parfois très tôt après leur construction. En outre, les conditions d'utilisation évoluent et l'amélioration continue des connaissances techniques peut éclairer les problèmes d'un jour nouveau. Les ouvrages d'art n'échappent pas à la règle générale mais doivent assurer en permanence et en toute sécurité les services pour lesquels ils ont été construits. Il est donc nécessaire, pour assurer la sécurité publique, de surveiller systématiquement et attentivement leur état et leurs conditions d'utilisation et d'exécuter, en temps utile et de la façon la plus économique, les opérations de sauvegarde, d'entretien et de réparation qui permettent de les maintenir en état de service".

Le présent numéro de *Travaux* donne des exemples significatifs d'opérations de grosses réparations ou de réhabilitations sur ouvrages d'art ou sur réseaux d'assainissement, la description de nouveaux procédés innovants et présente par ailleurs le projet national Kronos I, première exploitation statistique de la très riche "banque de données" que constitue l'ensemble des dossiers d'inspection de ponts de cinq maîtres d'ouvrage publics.

La lecture de ce numéro conduit à un certain nombre de constats :
◆ d'abord l'importance des enjeux associés à la réhabilitation des ouvrages de génie civil : enjeux sur la sécurité, sur la protection de l'environnement (en particulier pour les réseaux d'assainissement), sur la conservation de notre patrimoine historique mais aussi sur le plan économique : des réparations de qualité effectuées à temps allongent considérablement la durée de vie d'un ouvrage tout en permettant de l'adapter à l'évolution du trafic et un entretien régulier coûte moins cher qu'une grosse réparation tardive.

On peut par ailleurs se demander si les crédits annuels consacrés en France à l'entretien et à la réparation des ouvrages de génie civil,

crédits évalués (rapport Berthier-Darve Corgec du 4 novembre 1997) à 55 milliards de francs par an sont vraiment à l'échelle de la dimension du patrimoine et de l'importance de ces enjeux ;

◆ ensuite, l'importante technicité que demandent les opérations de réparation et de réhabilitation. Chaque opération est un cas particulier et doit être appuyée sur un diagnostic qui exige une parfaite connaissance des conditions de travail de l'ouvrage et de sa sécurité. Dans l'exécution des travaux, les compétences et le savoir-faire de l'entreprise sont décisifs et la qualité de la réparation dépend de la qualification de la main-d'œuvre et de l'encadrement.

Au sein de la FNTP, les entreprises compétentes se sont regroupées en 1982 dans un syndicat national le STRRES (Spécialistes des Travaux de Réparation et de Renforcement des Structures), ce qui leur a permis d'une part de participer aux côtés des maîtres d'ouvrage

à l'élaboration des "règles de l'art" des métiers de la réparation et du renforcement (d'abord recommandations techniques, puis normes de produits et d'exécution), d'autre part de mettre en place des actions collectives de formation professionnelle et de qualification de leur personnel ;

◆ enfin, la nécessité de maintenir un important effort de recherche et d'innovation sur les problèmes de vieillissement des ouvrages, les techniques d'auscultation et les méthodes de réparation.

Beaucoup a été fait, surtout dans le domaine du laboratoire, d'abord à l'initiative des maîtres d'ouvrage, puis de manière plus collective dans des projets nationaux pilotés par l'Irex, en particulier dans Rerau et dans Kronos, mais le vieillissement d'une structure de génie civil est un phénomène beaucoup trop complexe pour que l'on puisse l'extrapoler à partir d'essais de laboratoire. Rien ne peut remplacer la "clinique", c'est-à-dire l'observation

in situ accompagnée d'une auscultation systématique avec des outils simples mais précis.

Les technologies françaises de réhabilitation des ouvrages de génie civil sont très performantes, ce qui montre le savoir-faire et les capacités de créativité de nos entreprises, mais aussi la qualité du "corps de doctrine" sur les techniques de réparation et de renforcement élaboré en France par l'ensemble des acteurs : maîtres d'ouvrage publics, entrepreneurs spécialisés, fabricants de produits, qui ont mis en commun leurs expériences.

Le savoir-faire ainsi acquis est difficile à copier, ce qui donne à la profession des spécialistes en réparation un avantage à l'exportation, d'autant plus que les besoins sont considérables dans de nombreux pays.

Encore faudrait-il pour que cette exportation se développe, qu'elle soit soutenue par un marché intérieur dynamique et un effort de recherche important.



■ **GEORGES RIBES**
Président du Projet National Kronos

Le viaduc de Pomponne

Elargissement du viaduc sur la Marne

Dans le cadre de l'élargissement à 2 x 3 voies de la Francilienne A 104 entre l'autoroute A 4 et le RD 404, l'entreprise GTM Construction agence TP Ile-de-France 1, a réalisé pour le compte de la DDE 77 les travaux d'élargissement du viaduc sur la Marne par son vide central, ouvrage d'art de 505 m de long qui permet de franchir la Marne, les voies ferroviaires de desserte de la centrale EDF de Vaires, les voies SNCF de la ligne Paris-Strasbourg et la RN 34. Cette opération complexe liée aux contraintes du site et du maintien de l'exploitation de la Francilienne a conduit l'entreprise à mettre en œuvre des moyens et une méthodologie de travail des plus complexes.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement et du Tourisme

Maitre d'œuvre

Direction départementale de l'Équipement de la Seine-et-Marne

Bureau de contrôle

D.R.E.I.F

Entreprise titulaire du marché

GTM Construction

Etudes d'exécution

Dumez - GTM

Principaux sous-traitants et fournisseurs

- Sefi : Pieux
- GTM Construction : Vérinage et changement des appareils d'appuis
- Sendin Armatures : Armatures
- GTM Construction département précontrainte : Précontrainte
- Unibéton : Béton prêt à l'emploi
- Semi : Portique et équipage mobile
- J. B Bonnefond : Hydrodémolition
- Jean Lefebvre : Etanchéité
- Cipec : Joints de chaussée

■ PRÉSENTATION DU PROJET

Description de l'existant

Le viaduc existant construit entre 1975 et 1977 permet à l'A104 de franchir de nombreux réseaux de circulation. Il se compose transversalement de deux tabliers parallèles, séparés par un vide central de 8 m de large. Chaque tablier supporte un sens de circulation.

Longitudinalement, il est constitué du sud au nord, de l'autoroute A4 vers l'autoroute A1 (photo 1) :

◆ d'un ouvrage d'accès, dit PSIDP sud, en dalle pleine précontrainte de hauteur constante de 90 m de long à quatre travées : 20 m - 25 m - 25 m et 20 m. Chaque tablier Sud a une largeur de 13,50 m et une épaisseur de 0,90 m ;

◆ d'un ouvrage, dit ouvrage principal VIPP, à poutres précontraintes préfabriquées de 310 m de long à huit travées :

- côté Est : 44,60 m - 44,60 m - 37,95 m - 44,60 m - 27,30 m - 44,60 m - 27,30 m et 27,30 m,

- côté Ouest : 37,95 m - 44,60 m - 44,60 m - 44,60 m - 27,30 m - 44,60 m - 27,30 m et 27,30 m.

Les travées des VIPP sont constituées de cinq à sept poutres en béton précontraint de 2,40 m de haut. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises en béton armé et par un hourdis en béton armé de 18 cm d'épaisseur. Au niveau des appuis des dalles de continuité rétablissent la continuité de l'ouvrage ;

◆ d'un ouvrage d'accès dit PSIDP Nord, en dalle pleine précontrainte de hauteur constante de 105 m de long à cinq travées : 17 m - 23 m - 23 m - 23 m et 17 m. Le tablier Nord-Ouest a une largeur de 18 m et le tablier Nord-Est une largeur de 13,50 m. L'épaisseur des deux tabliers est de 0,90 m.

L'ouvrage, conçu pour être élargi par l'intérieur, comporte des chevêtres sur appuis pour le viaduc principal permettant de mettre en place les poutres de l'élargissement. Les appuis des ouvrages d'accès n'avaient pas été réalisés à l'époque.

Contraintes du site

La situation géographique de l'ouvrage et l'exploitation de l'A 104 ont imposé de nombreuses contraintes pour la réalisation des travaux.

Exploitation de l'A 104

Deux voies de circulation dans chaque sens ont été maintenues pendant la durée globale des travaux. Une zone de 4 m de large sur chaque tablier,

correspondant aux voies rapides de circulation a été réservée comme zone de travaux. Les seules coupures globales ou partielles de l'autoroute, nécessaires pour les travaux de clavage ou d'épreuve des ouvrages, doivent être planifiées la nuit du samedi au dimanche avec un préavis de plusieurs mois.

Franchissement des réseaux de circulation

L'ouvrage franchit du Sud vers le Nord les réseaux de circulation suivants :

◆ la Marne, avec obligation de coupure complète de circulation des bateaux lors de la pose des poutres de l'ouvrage VIPP (vendredi en soirée exclusivement) ;

◆ voies EDF de la centrale thermique de Vaires, avec coupure caténaire pour les travaux au-dessus des voies, à planifier suivant l'approvisionnement de la centrale ;

◆ voies SNCF de la ligne Paris-Strasbourg et trains de banlieue, avec coupure caténaire de l'ensemble des lignes exclusivement dans la nuit du samedi au dimanche ou la nuit du dimanche au lundi de minuit à 4 heures du matin ;

◆ RN 34 côté Pomponne, avec basculement de circulation suivant les phases de travaux.

■ LES TRAVAUX

Les études d'exécution

Les études d'exécution menées en interne par le BET de Dumez-GTM ont duré plus de huit mois. La difficulté du projet réside dans le clavage de deux ouvrages précontraints d'âges très différents. La solution imposée par le marché prévoyait de réaliser les travaux en deux phases :

◆ phase 1 : réalisation sur les 505 m d'un ouvrage de 6,40 m de large sur les 8 m de vide ;

◆ phase 2 : après une période minimale de six mois de vieillissement de l'ouvrage, réalisation du clavage transversal entre l'ancienne structure et la nouvelle structure.

Selon les lois d'évolution du modèle CEB-FIP, après un an 70 % du fluage et 40 % du retrait ont eu lieu. Ce phasage extrêmement contraignant pour le déroulement du chantier a pour but de minimiser les efforts générés par le clavage. L'objectif fixé était d'obtenir le moins de déformations différées gênées après clavage. Afin de limiter les déformations verticales, le tracé de câble de précontrainte retenu a été tel que le diagramme de contrainte soit

sur l'autoroute A104

Philippe Barbez



CHEF DE SERVICE
TRAVAUX
GTM Construction - Agence
TP Île-de-France 1

rectangulaire à vide. Ce tracé a entraîné une multiplicité de câbles de précontrainte de petites unités comme par exemple pour les poutres de 46 m de long : cinq câbles de 7T15S sortant en about de poutre + sept câbles de 4T15S sortant au niveau du hourdis.

Pour le calcul de l'ouvrage principal, le programme VIPP du Setra a été utilisé afin de déterminer la répartition des efforts dans la structure dus aux charges routières dans la configuration définitive et de vérifier la structure existante sous charge de chantier.

Cependant, le programme n'est pas adapté au cas précis de notre ouvrage (béton et précontrainte différents entre poutres nouvelles et anciennes, prise en compte du fluage scientifique...). Le programme ST1 du Setra fut utilisé afin d'appréhender au mieux les déformations.

Pour le calcul des PSIDP, les programme PSIDP et ST1 furent utilisés mais ne répondaient pas pleinement à notre cas de figure. Un calcul aux éléments finis fut mis en place.

Les travaux préparatoires

Relevé géométrique

Au démarrage des études, il a été nécessaire d'effectuer un relevé précis dans les trois dimensions des bords des ouvrages existants dans le but de garantir avec précision le raccordement entre la nouvelle structure et les anciennes.

Dépose des corniches

Cette opération consistait à déposer 1010 ml de corniches préfabriquées béton, soit 404 éléments, tout en laissant en place les BN4 existantes. A partir de deux nacelles de travail spécifiquement conçues pour permettre le passage des engins de chantier et de secours pendant les travaux, les aciers de liaison entre les corniches et les plots de BN4 furent sectionnés par carottage diamanté de diamètre 170 mm ; la désolidarisation de la corniche se faisant à l'aide d'un vérin hydraulique jusqu'à rupture des aciers non sectionnés. Le rendement moyen obtenu fut de six pièces déposées par jour et par équipe.

Changement des appareils d'appui

Le département précontrainte de GTM Construction a procédé au remplacement des appareils d'appui et à la réparation des bossages des ouvrages existants (245 appuis élastomères frettés horizontaux et 60 appuis verticaux). Les descentes de charge



Photo 1
Vue générale
General view

Tableau I
Les principales quantités
The main quantities

	Ouvrages PSIDP	Ouvrage VIPP	Total ouvrages
Dépose corniches	390 ml	620 ml	1010 ml
Appuis (hors pieux)			
Béton	340 m ³	-	340 m ³
Coffrage	740 m ²	-	740 m ²
Aciers passifs	18 300 kg	-	18 300 kg
Tabliers			
Béton B45	1 030 m ³	1 000 m ³	2 030 m ³
Béton fondu	70 m	160 m ³	230 m ³
Coffrage	1 850 m ²	6 230 m ²	8 080 m ²
Aciers passifs	95 000 kg	185 000 kg	280 000 kg
Aciers de précontrainte	50 000 kg	32 500 kg	82 500 kg
Scellements de barres	3 381 u	-	3 381 u
Béton hydrodémoli	-	63 m ³	63 m ³

au droit des appuis horizontaux varient entre 150 t et 330 t. Les opérations de vérinage furent menées sous circulation avec le matériel de l'entreprise par la méthode de levage assistée par ordinateur, permettant ainsi de lever simultanément l'ensemble des poutres d'un chevron tout en garantissant de ne pas dépasser la valeur limite de 3/10 de millimètre entre deux poutres adjacentes et sur l'en-

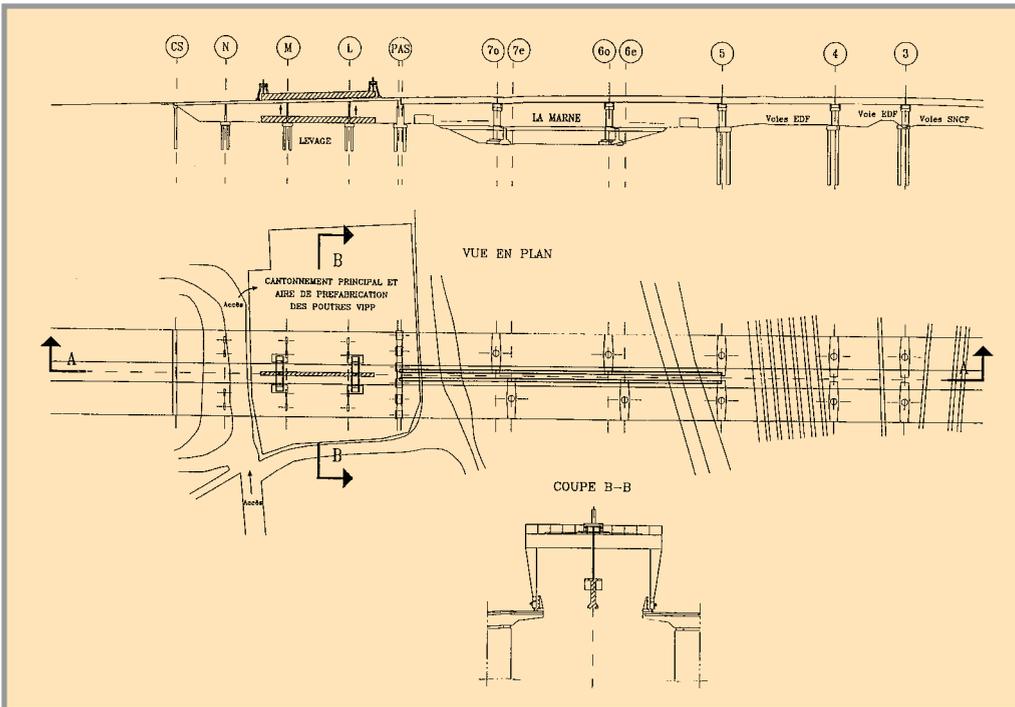


Figure 1
Localisation de l'aire de préfabrication
Location of precasting area



Photo 2
Coffrage poutre VIPP
Shuttering for the VIPP girder

semble de la ligne d'appui. Cette opération a duré 5 mois et demi (*Travaux n° 741 - Avril 1998*).

Les travaux d'élargissement

Les ouvrages d'accès

Les ouvrages d'accès sont fondés sur pieux de diamètre 800 mm, réalisés à la tarière creuse. Chaque pile est fondée sur quatre pieux reliés en tête par une semelle de 1,20 m d'épaisseur. Les fûts des piles d'une hauteur de 9,30 m pour les plus hautes

ont été coulés en une seule phase. Chaque tablier est constitué d'une dalle précontrainte – système SEEE 12T15 et 19T15 – coulée en place sur étaie-ment.

Le tablier sud a été coffré et bétonné en une seule phase. Le tablier nord, du fait de la présence de la RN 34 a été réalisé en deux phases, avec une reprise de la précontrainte par coupleurs (sept unités de 12T15).

Le viaduc principal

Préfabrication des poutres

Les poutres au nombre de 16 ont été préfabriquées sur site entre les tabliers du PSIDP Sud (figure 1). Trois types de poutres sont à noter :

- ◆ 8 poutres de 44,60 m, P = 110 t ;
- ◆ 2 poutres de 37,95 m, P = 85 t ;
- ◆ 6 poutres de 27,30 m, P = 60 t.

Un coffrage spécifique a été conçu pour le chantier, permettant de coffrer les différentes poutres (photo 2). La nature du terrain et la première phase de mise en tension des poutres ramenant les charges vers les extrémités des poutres a nécessité de fonder le fond de moule sur pieux. Les abouts de poutres ont été préfabriqués sur site et mis en place en fond de coffrage.

Le béton des poutres, identique à celui de l'ensemble des bétons des tabliers PSIDP et VIPP, est un B45 CPA classé en niveau de prévention C vis-à-vis des risques liés à l'alcaliréaction. Un stockage particulier aux centrales à béton du BPE a été mis en œuvre pour les granulats provenant de la baie de Somme. Le besoin d'un béton fluide au vu de la densité de précontrainte dans le talon des poutres et d'une résistance au bas âge de 20 MPa à 24 heures à 20° a demandé une étude poussée du béton.

Le cycle d'une poutre est le suivant :

- ◆ préfabrication de la poutre sur l'aire de préfabrication ;
- ◆ mise en tension première phase des câbles de précontrainte pour permettre la manutention de la poutre, R mini béton = 27,7 MPa ;
- ◆ hissage de la poutre sur une hauteur de 10 m et stockage sur le TPC central de l'autoroute à l'aide d'un lanceur de poutre type portique conçu spécifiquement pour le chantier, prenant appui sur les deux tabliers existants (photo 3) ;
- ◆ mise en tension deuxième phase des câbles de précontrainte, R mini = 36 MPa ;
- ◆ injection des câbles de précontrainte tendus ;
- ◆ cachetage des poutres sur le TPC ;
- ◆ pose des poutres sur appuis à l'aide du lanceur de poutre (photo 4), poutres qui sont contreventées jusqu'au clavage.

Le cycle de préfabrication des poutres de 44,60 m est d'une semaine alors que celui des poutres de 27,30 m est de trois poutres toutes les deux semaines. La cadence de fabrication est condi-



Photo 3
Hissage d'une poutre VIPP
vers l'aire de stockage
*Raising a VIPP girder
towards the storage area*



Photo 4
Pose
d'une poutre
VIPP
*Placing
a VIPP girder*

tionnée par le stockage sur TPC limité à trois unités et à un planning de pose dépendant des consignations caténaïres des voies ferrées.

Hourdis

Celui-ci d'une largeur de 6,40 m est réalisé à l'aide d'un équipement mobile roulant sur les rives des tabliers existants (photo 5). Il permet de réaliser des plots de 10 m avec une cadence d'un plot tous les deux jours. L'utilisation du maturimètre a permis de suivre de façon optimale les contraintes admissibles minimales du béton pour le décoffrage des plots du hourdis. Une fois le hourdis réalisé, une troisième phase de précontrainte est mise en œuvre.



Photo 5
Équipage mobile
du hourdis VIPP
*Travelling formwork
for the VIPP decked
elements*

Le clavage

Préparation au clavage

Pour la préparation au clavage, il faut distinguer les deux types d'ouvrages :

- ◆ viaducs d'accès : la liaison entre les structures est assurée par des aciers HA scellés à la résine dans les encorbellements des ouvrages existants (946 barres HA12 et 2 435 barres HA20 pour l'ensemble des PSISP) ;
- ◆ viaduc principal : afin de récupérer les aciers de rive des tabliers existants, on procède à l'hydrodémolition du béton de rives, créant ainsi une engravure de 0,60 x 0,17 (h) sur 2 x 310 ml (photo 6). Un atelier d'hydrodémolition – un robot Woma type Orbiter sur Mecalac + une pompe Woma très haute pression 1 000 bars – a effectué l'ensemble



Photo 6
Hydrodémolition
des rives
du tablier existant
*Hydrodemolition
of edges
of existing deck*



Photo 7
Zone de clavage
après préparation
des abouts
du tablier

*Keying after
preparation
of deck ends*

des travaux en six semaines. Le coffrage de clavage mis en place avant les travaux de préparation des abouts du tablier a permis de canaliser les eaux (10 m³/h), en veillant tout particulièrement à l'étanchéité du coffrage au-dessus de la Marne et des voies ferrées.

Le clavage (photo 7)

Six mois après le dernier béton de tablier, le clavage entre les deux structures a pu être réalisé. Pour se faire, afin d'éviter les vibrations dans la partie bétonnée lors de la prise du béton, l'autoroute A104 fut fermée à la circulation du samedi 21 h au dimanche 16 h. L'ensemble du clavage, soit 1010 ml, a été bétonné en deux interventions. Afin d'obtenir la résistance minimale nécessaire à la remise en service des ouvrages (15 MPa), et au vu des durées de fermeture réduite de l'autoroute et des conditions climatiques, une formulation de béton B35 à base de fondu Lafarge, dosé à 450 kg de ciment d'alumineux fondu, fut étudiée et mise en œuvre pour une quantité globale de 230 m³. Les résistances obtenues furent de 27 MPa à 4 heures d'âge et de 42 MPa à 7 heures d'âge.

■ CONCLUSION

Les travaux d'élargissement du viaduc sur la Marne se situent à la frontière entre la réhabilitation d'ouvrages et les travaux neufs. Les contraintes du site ont entraîné un investissement important de moyens spécifiques. Une étroite collaboration entre tous les intervenants – des différents services de GTM Construction impliqués dans l'opération, au BET, à la maîtrise d'œuvre et au bureau de contrôle – a été un facteur important de la réussite de l'opération.

ABSTRACT

The Pomponne viaduct on the A 104 motorway Widening of the viaduct over the Marne

Ph. Barbez

In connection with the widening of the A 104 "Francilienne" motorway to dual 3-lane status between the A 4 motorway and highway RD 404, the public works branch (agence TP Ile-de-France) of GTM Construction completed, for the Departmental Directorate of Infrastructures (DDE) of the Seine-et-Marne region, the works for the widening of the viaduct over the Marne through its central space. The structure is 505 m long and allows the crossing of the river by the railway tracks serving the EDF power station of Vaires, as well as the French Railways (SNCF) tracks of the Paris-Strasbourg line and highway RN 34. This complex operation involving a number of worksite constraints, requiring the motorway to be kept in service during the works, led the contractor to use highly complex resources and working methods.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die Hochbrücke der Autobahn A 104 bei Pomponne Verbreiterung der Brücke über die Marne

Ph. Barbez

Im Rahmen des Ausbaus auf 2 x 3 Fahrspuren der Autobahn A 104 "Francilienne" zwischen der A 4 und der Landstraße RD 404 hat das Bauunternehmen GTM Construction, Tiefbaubüro der Ile-de-France, für Rechnung der departementalen Straßenbaubehörde die Verbreiterung der Hochbrücke über die Marne durchgeführt : Dieses 505 m lange Ingenieurbauwerk überquert die Marne, die Eisenbahnanlagen des EDF-Kraftwerks Vaires, die SNCF-Eisenbahnstrecke Paris-Strasbourg und die Nationalstraße RN 34. Diese aufgrund der Standortvorgaben und der Weiterführung des Verkehrs auf der Autobahn schwierige Abwicklung hat das Unternehmen gezwungen, äußerst komplexe Arbeitsmittel und – methoden einzusetzen.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto de Pomponne en la autopista A 104 Ampliación del viaducto en el río Marne

Ph. Barbez

Actuando en el marco de la ampliación a 2 x 3 canales de la Francilienne A 104 entre la autopista A 4 y la Carretera Departamental RD 404, la empresa GTM Construction agencia TP Ile-de-France ha ejecutado, por cuenta de la Delegación Departamental del Equipo 77 (Ministerio de Obras Públicas de Francia), los trabajos de ampliación del viaducto del río Marne por su tramo central, estructura de 505 metros de longitud que permite salvar el río Marne, las vías ferroviarias de servicio de la central EDF de Vaires, las vías de los Ferrocarriles Franceses (SNCF) de la línea París-Estrasburgo y la Carretera Nacional RN 34. Esta operación compleja, unida a los imperativos del emplazamiento y del mantenimiento de funcionamiento de la Francilienne ha conducido a la empresa a implementar medios y una metodología de trabajo de suma complejidad.

Le pont de Sireuil en Charente

Restauration et élargissement

Situé sur les communes de Sireuil et Roulet Saint-Estèphe, le pont de Sireuil enjambe la Charente avec élégance et aplomb. La vétusté de l'ouvrage (il a plus de cent ans), et les contraintes économiques ont obligé le Conseil Général de la Charente à financer d'importants travaux de restauration.

Pas moins de 6 millions de francs et 9 mois et demi de chantier auront été nécessaires pour réaliser les confortements et renforcements des fondations, restaurer les maçonneries, réaliser une nouvelle superstructure comprenant l'étanchéité de l'ouvrage et son élargissement, et enfin traiter tous les abords immédiats.

Outre les précautions requises pour un ouvrage ancien et sa connaissance approfondie, le chantier de restauration et d'aménagement du pont de Sireuil a réservé son lot de difficultés aux entreprises qui ont su adapter leur méthode de travail et faire preuve d'ingéniosité.

■ PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

(photo 1)

En 1886, les bâtisseurs de l'époque édifièrent le pont de Sireuil. Magnifique ouvrage en maçonnerie, il fait partie du riche patrimoine charentais qui ne compte pas moins de 1 053 ponts (de plus de 2 m d'ouverture) répartis sur 5 100 km de routes départementales qui sillonnent le département. Tous ces ouvrages appartiennent au Conseil Général qui consacre chaque année environ 15 millions de francs à leur entretien et restauration. En 1998, le Conseil Général votait les crédits nécessaires à la restauration et à l'élargissement du pont de Sireuil. Celui-ci – grâce à ses cinq voûtes en arc surbaissé de 15,00 m d'ouverture chacune – permet à la route départementale n° 7 de franchir la Charente.

Les désordres

Fractures longitudinales des voûtes, pierres éclatées aux naissances de voûtes avec fractures de pierres de bandeaux et tympans, déformation du

profil en long, sont les conséquences d'un tassement d'appuis et même d'un basculement.

Les investigations entreprises en l'absence de plans d'archives ont permis de constater que l'ouvrage était fondé sur des massifs de 4,00 m d'épaisseur constitués de moellons calcaires hourdés aux mortiers de chaux hydraulique; ces derniers reposant sur le substratum calcaire. Les carottages effectués ont mis en évidence, dans certaines zones,



Photo 1
 Vue amont
 de l'ouvrage terminé
 (sans les candélabres
 de style ancien)

*Upstream view
 of completed structure
 (pending installation
 of old-style lamp-posts)*

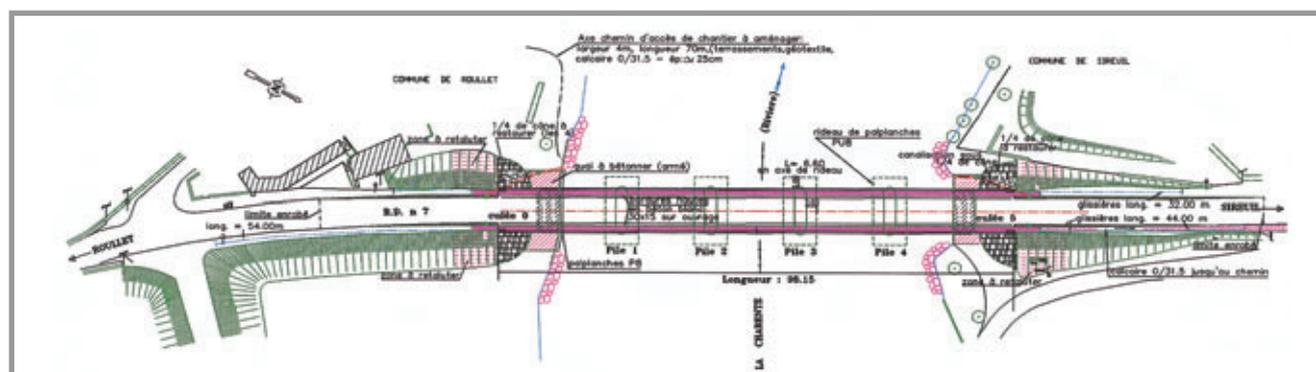


Figure 1
 Profil en long
 du pont de Sireuil
*Longitudinal section
 of the Sireuil bridge*

Figure 2
Coupe sur pile
Section on a pier

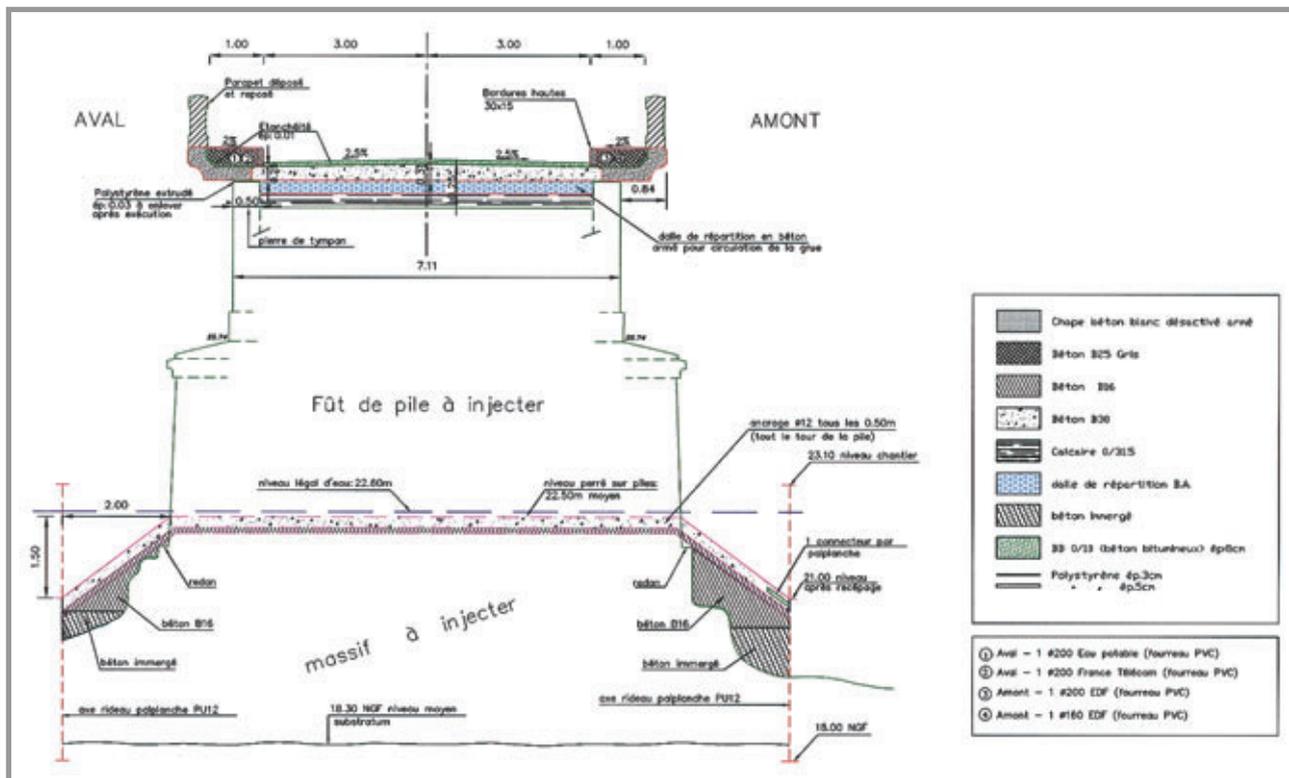
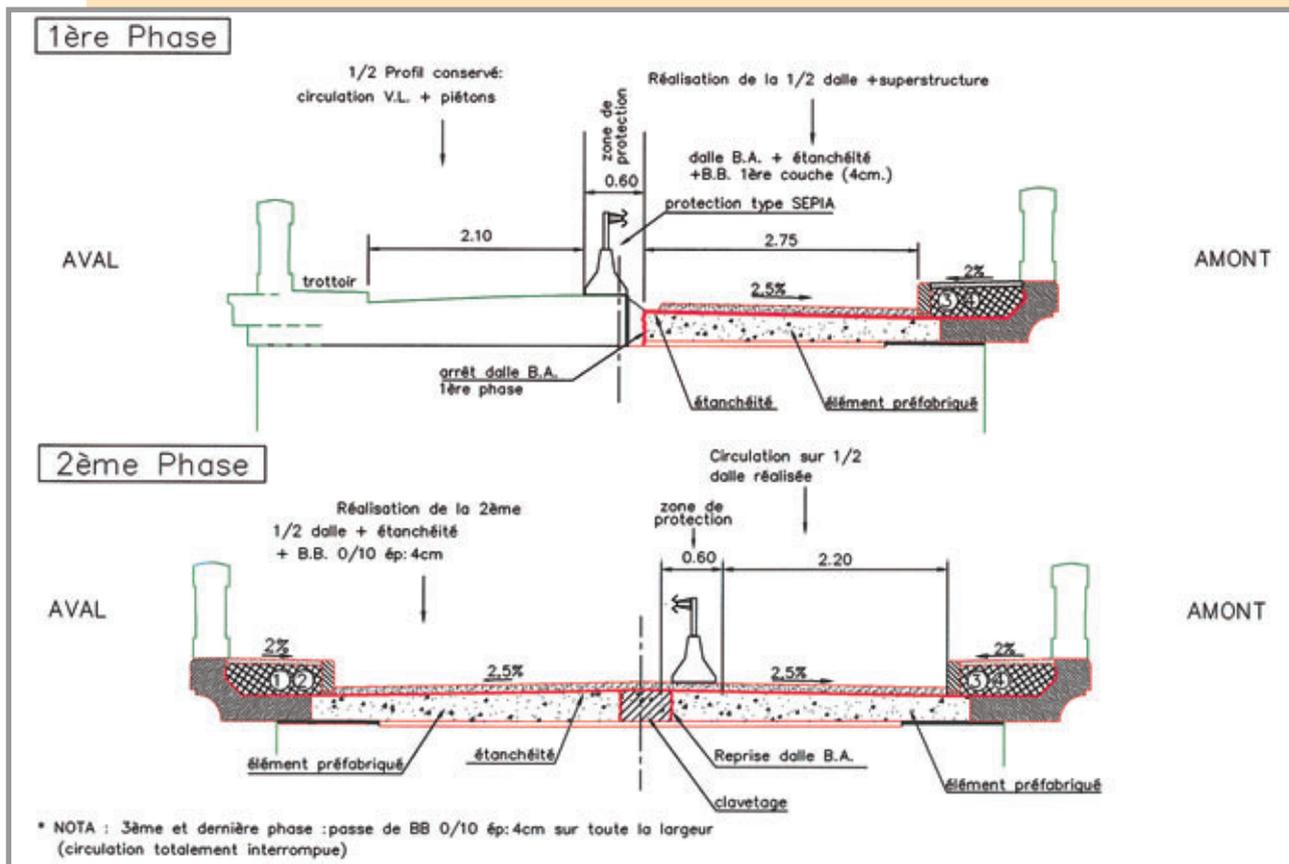


Figure 3
Phasage de circulation
Phasing of traffic



(1) La SETOA est un des services de "l'ensemble de la DDE mis à disposition du Conseil Général". A ce titre, elle agit, dans le cadre d'une convention passée en application du décret n° 92-1464 du 31 décembre 1992, pour le compte et sous l'autorité fonctionnelle du président du Conseil général

l'absence de liant et la présence de vides qui sont à l'origine des désordres rencontrés sur l'ouvrage. Les visites périodiques ont fait état d'une dégradation notable de l'ouvrage.

Projet

Ce projet (figure 1), établi par la SETOA – Subdivision d'Études et Travaux d'Ouvrages d'Art (1) – avait

trois objectifs et devait tenir compte de trois contraintes.

- ◆ premier objectif : renforcer les appuis pour stabiliser l'ouvrage ;
- ◆ deuxième objectif : profiter des travaux d'étanchéité de la partie supérieure de l'ouvrage pour redéfinir un profil en travers plus adapté au trafic poids lourds en augmentation et à la présence d'un itinéraire piétonnier. D'où une largeur de chaussée



Photo 2 (à gauche)
Massif fondation de la pile 3
 (palplanches bois et massif hourdé
 à la chaux) avant travaux
 et après mise à sec

(Left) Foundation block of pier 3
 (wooden sheetpiles
 and lime-plastered block)
 before works after pumping

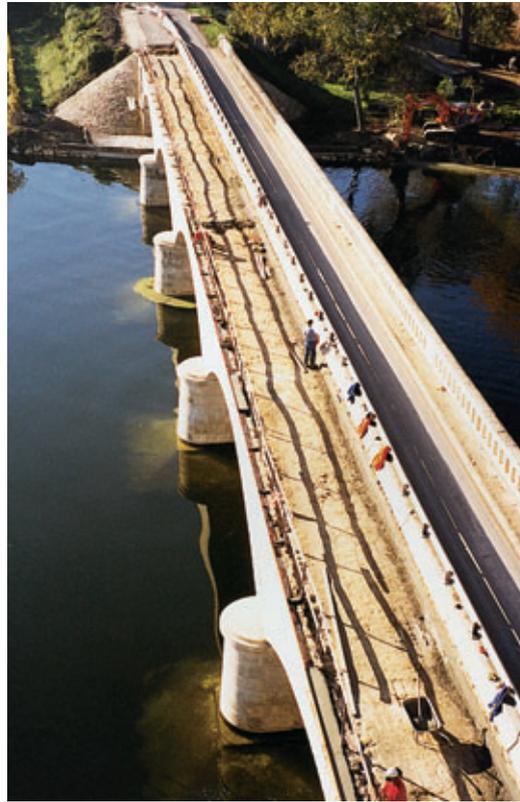


Photo 3 (à droite)
 Vue aérienne. Partie amont
 de l'ouvrage décaissé avant reprofilage.
 Chaussée aval et trottoirs existants

(Right) Aerial view. Upstream part
 of structure excavated before levelling,
 and existing downstream roadway
 and sidewalks

portée de 5,40 m à 6,00 m et création de deux trottoirs de 1,10 m de large (figure 2);

◆ troisième objectif : conserver et remettre en valeur l'esthétique du pont élargi.

Les contraintes quant à elles étaient les suivantes :

◆ assurer le renforcement des six appuis dont quatre en rivière en période de basses eaux;

◆ maintenir la circulation routière (VL uniquement) et piétonnière;

◆ assurer en permanence la passe navigable.

Un appel d'offres ouvert a été lancé à partir du dossier élaboré par la SETOA définissant la nature des travaux à effectuer concernant les fondations, maçonneries, superstructures et autres équipements.

Fondations

Les opérations à effectuer devaient mettre en œuvre :

◆ le dérochage et l'enlèvement des enrochements de protection des piles;

◆ l'encagement par palplanches métalliques des appuis immergés (soit quatre piles) (photo 2);

◆ la confection de massifs béton en forme de perrés après mise à sec du batardeau;

◆ le forage puis injection du coulis de ciment des massifs de fondations (piles et culées);

◆ l'injection et la régénération des maçonneries des fûts de pile;

◆ le recépage sous l'eau des palplanches.

Maçonneries

Il s'agissait d'effectuer :

◆ le nettoyage et le rejointoiment à la lance des maçonneries après repiquage de tous les joints;

◆ la reconstitution en béton ton pierre des pierres épaufrées;

◆ la pose de barbacanes aux naissances de voûtes;

◆ l'injection et la régénération des maçonneries des culées.

Superstructures (figure 3)

Les travaux présentés ci-après ont été réalisés en deux phases par demi-chaussée. Un gabarit routier a été mis en place pour limiter le passage des véhicules (largeur maximale 2,10 m). Afin d'assurer la protection du chantier, du personnel et des usagers, des glissières béton du type "Sepia" ont été posées en axe du pont sur toute sa longueur. Se sont enchaînés successivement :

◆ la dépose du parapet maçonnerie avec stockage et repérage pour repose ultérieure;

◆ le décaissement de l'ouvrage avec enlèvement des plinthes et corbeaux;

◆ le reprofilage de l'ouvrage (photo 3);

◆ la pose d'une dalle préfabriquée (solution proposée par l'entreprise et retenue par le Conseil Général) en béton armé pour confection du tablier, intégrant corniches et élargissement en béton blanc;

◆ le coulage des clavetages entre éléments;

◆ la réalisation de l'étanchéité par pose d'une feuille mince;

◆ la confection de trottoirs comprenant bordures hautes blanches et remplissage des trottoirs en béton B30 drainant revêtu d'une chape en béton blanc désactivé. Au préalable, pose des fourreaux PVC pour passage des différents réseaux ainsi que mise en place du drain hélicoïdale;

◆ repose puis nettoyage et rejointoiment du parapet;

◆ la pose de candélabres de type ancien (financé par les communes de Sireuil et Roulet);

◆ la mise en œuvre d'un revêtement de chaussée en enrobé 0/10.

Autres équipements

Il s'agissait des interventions telles que :

◆ pose de glissières bois;

◆ remise en état des 1/4 de cônes en maçonnerie;

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Travaux de terrassements et de décaissement : 750 m³
- Fourniture et battage de palplanches PU8 longueur 5,50 m : 970 m²
- Recépage palplanches sous l'eau : 185 ml
- Coulis d'injection dans les appuis : 152 m³ dont 1490 ml de forages
- Nettoyage et rejointoiment des ouvrages : 1350 m²
- Fourniture et mise en place de béton B30, B16 et B25 : 800 m³
- Armatures pour béton : 29500 kg
- Coffrages : 160 m²
- Calcaire 0/31.5 et 40/70 : 300 t
- Enrochement de protection : 250 t
- Chape d'étanchéité : 850 m²
- Confection de trottoirs : 220 ml équipés de 880 ml de fourreaux pour les réseaux
- Enrobé : 160 t
- Dépose et repose de pierres de parapets : 198 ml
- Fourniture et pose de corniches : 198 ml
- Reconstitution de pierres sur ouvrages : 35 m²
- Dispositifs d'évacuation d'eaux pluviales : 4 U
- Confection de perrés et 1/4 de cônes : 200 m²
- Glissières bois : 150 ml

Photo 4
Mise en œuvre du béton
immergé dans le batardeau
de la pile n° 3
Underwater placement
of concrete
in the cofferdam
of pier N° 3

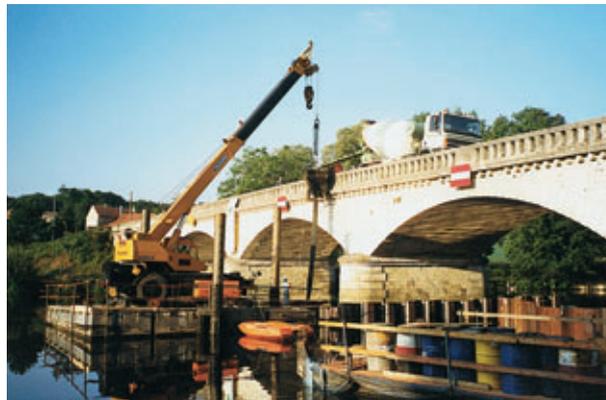


Photo 5
Rejointoiement
des maçonneries
Jointing
of masonry

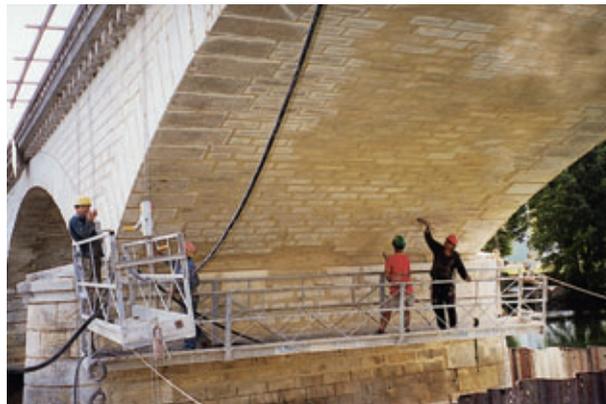


Photo 6
Pose des dalles préfabriquées
(vue des clavetages)
Placing of precast slabs
(view of keying)

RÉPARTITION BUDGÉTAIRE

- Frais de déviation, publicité, dossiers : 290 000 F
- Remise en état des voies ayant servi à la déviation : 65 000 F
- Aménagement paysager : 45 000 F
- Marché de restauration de l'ouvrage : 5 600 000 F

Dépenses par chapitre principal

- Installation de chantier, études, accès, pontons, signalisation, protection : 800 000 F
- Renforcement des fondations : palplanches, béton, injection, terrassements, recépage sous l'eau : 1 700 000 F
- Restauration des maçonneries : rejointoiement, reconstitutions de pierre, confection de 1/4 de cônes, quai en maçonnerie, injection pour régénération, barbacanes : 600 000 F
- Superstructures : décaissement de l'ouvrage, tablier béton, étanchéité, trottoirs, corniches, dépose et repose de parapets, reprofilage de l'ouvrage y compris confection dalles préfabriquées : 2 100 000 F
- Équipements : enrobé, enrochements, reprise talus et accotement,
- Travaux divers de terrassements et de chaussée, glissières : 400 000 F



- ◆ confection de dispositifs d'évacuation des talus ;
- ◆ la pose d'enrochements pour protection en berge.

Exécution

Les fondations

L'encagement des piles, prestation facile à réaliser "sur le papier", mais qui nécessite sur site beaucoup de réflexion, d'études et d'expérience. C'est à partir d'une plate-forme équipée de quatre pontons flottants que l'entreprise est venue mettre en place les palplanches à l'aide d'une grue mobile de 30 t. Au préalable un dérochage avait été assuré avec une pelle hydraulique, elle aussi sur ponton. Tous les guides, cadres de battage ont également été amenés par flottaison. Les palplanches ont été battues à l'aide d'un marteau pneumatique puis surbattues avec un marteau diesel de type Delmag 5.

C'est donc un batardeau de 14,00 m de long par 6,00 m de large qui a été réalisé autour des quatre piles. Après un butonnage complet et la mise en œuvre d'un béton immergé pour assurer le blocage, les appuis ont pu être dégagés afin d'entreprendre leur renforcement et leur protection (photo 4). A savoir la confection de perrés en béton armé connectés aux palplanches et ancrés dans la maçonnerie, suivie d'une injection de coulis de ciment des massifs de fondations.

Pas moins de 70 forages de 4,00 m de longueur furent nécessaires pour réaliser l'injection et la mise en place de 25 m³ de coulis par massifs de fondation. L'opération terminée, des plongeurs ont

recépé les palplanches à environ 1,50 m sous le niveau légal de navigation.

Le rejointoiement des maçonneries

Toutes les opérations de nettoyage des maçonneries, repiquage des joints et rejointoiement ont été assurées à partir d'échafaudages volants.

Le rejointoiement réalisé à l'aide d'un mortier ton pierre dosé à 600 kg a été mis en œuvre avec le procédé Aerocem par voie humide (photo 5).

Superstructures (figure 3)

Afin de mieux répartir les surcharges sur l'ouvrage, et assurer étanchéité et élargissement, une dalle en béton armé a été réalisée. La partie en encorbellement a été prévue en béton blanc qui reprend la forme d'une corniche ancienne.

L'entreprise a proposé une solution par dalles préfabriquées qui traitaient le demi-ouvrage en y incluant l'encorbellement et la corniche. Chaque dalle a une longueur de 2,50 m (photo 6). Elles sont toutes solidaires entre elles grâce à un clavetage transversal et un clavetage longitudinal pour les relier aux dalles de l'autre moitié de chaussée. Ces éléments fabriqués en atelier ont été déchargés et stockés sur chantier puis repris un par un à l'aide d'une grue mobile qui les a disposés sur l'ouvrage après reprofilage. Au préalable, celui-ci a été décaissé pour réaliser une dalle de répartition en béton armé indispensable pour ne pas engendrer de désordres pendant les phases de manutention et de transport des dalles d'un poids de 5 t chacune environ. Ont suivi l'étanchéité par chape min-



Photo 7
La pose
des parapets
amont débute

Start of upstream
parapet
installation

ce, la confection des trottoirs, la repose des parapets et la réalisation du revêtement de chaussée en enrobé et tous les travaux annexes (photo 7).

Délais des travaux

L'ordre de service a été donné le 6 juillet 1998 pour 9 mois et demi de chantier. Les travaux se sont achevés fin mars 1999. La première phase a duré 3 mois et 10 jours. Elle concernait le confortement des appuis et toute la reprise des maçonneries. Durant cette période, il n'y a eu aucune restriction de circulation routière. La deuxième phase comprenait les superstructures et le traitement de tous les abords. Elle a duré six mois pendant lesquels une déviation pour les poids lourds a été mise en place.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Conseil Général de la Charente

Maitre d'œuvre

Direction de l'Aménagement et de l'Environnement

Maitre d'œuvre délégué, contrôle des plans d'exécution et notes de calculs

Subdivision Études et Travaux Ouvrages d'Art (SETOA)

Gestion déviation

Subdivision territoriale de l'Équipement d'Angoulême sud-ouest

Entreprises titulaires (groupement)

- SNGC (16340 Isle d'Espagnac) : palplanches, terrassements, génie civil, enrochements, pose parapets, remise état des lieux
- CROBAM (47500 Montayral) : rejointoiement, 1/4 de cônes, injections des maçonneries

Sous-traitants

- Screg : enrobés et enduits
- Préfa 2000 : corniches et éléments préfabriqués
- SMAC Acieroïde : étanchéité

Bureau d'études

EGCA

ABSTRACT

The Sireuil Bridge in the Charente region Rehabilitation and widening

N. Bourdet

Located in the communes of Sireuil and Roulet Saint-Estèphe, the Sireuil bridge straddles the Charente with elegance and audacity. The age of the structure (over a hundred years), as well as economic constraints, required the General Council of the Charente region to finance major rehabilitation works. No less than FF6 million (\$1 million) and 9 months of work will have been required to complete the reinforcements of the foundations, restore the masonry, provide a new superstructure with waterproofing and widening, and prepare all the immediate surroundings. In addition to the precautions required on an old structure, along with knowledge of its history, the rehabilitation of the Sireuil bridge entailed many difficulties for the contracting firms, requiring them to adapt their working methods and demonstrate their ingenuity.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Die Brücke bei Sireuil im Departement Charente Sanierung und Verbreiterung

N. Bourdet

Die auf dem Gebiet der Gemeinden Sireuil und Roulet Saint-Estèphe gelegene Brücke von Sireuil stellt eine elegant Überquerung des Flusses Charente dar. Das Alter des Bauwerks (über hundert Jahre) sowie Forderungen der Wirtschaft haben den Generalrat des Departements Charente veranlaßt, umfangreiche Restaurationsarbeiten zu finanzieren.

Nicht weniger als 6 Millionen franz. Francs und 9 Monate Arbeit waren erforderlich, um die Fundamente zu sanieren und zu verstärken, das Mauerwerk zu restaurieren, einen neuen Oberbau einschließlich Abdichtung und Verbreiterung zu errichten und auch die unmittelbare Umgebung insgesamt zu erneuern.

Bei einem so alten Bauwerk waren natürlich besondere Vorkehrungen zu treffen und eine vertiefte Kenntnis seiner Technik zu erlangen. Darüber hinaus hat die Sanierungs- und Umgestaltungs-

Baustelle noch weitere Schwierigkeiten für die Bauunternehmen bereitgehalten, die ihre Arbeitsmethoden anpassen und ihre Findigkeit unter Beweis stellen mußten.

RESUMEN ESPAÑOL

El puente de Sireuil en Charente Restauración y ampliación

N. Bourdet

Situado en los municipios de Sireuil y Roulet Saint Estèphe, el puente de Sireuil salva el río Charente con elegancia y seguridad. La vetustez de su estructura (construida hace más de cien años) así como los imperativos económicos, han obligado a la Diputación Provincial del departamento de Charente a financiar importantes trabajos de restauración.

Cerca de 6 millones de francos y 9 meses y medio de obras, se han precisado para ejecutar las consolidaciones y refuerzos de los cimientos, restaurar las obras de fábrica, ejecutar una nueva superestructura e inclusive la impermeabilización del puente y su ampliación, y finalmente, el acondicionamiento de todas sus inmediaciones.

Además de las precauciones requeridas para una obra antigua y su conocimiento profundo, las obras de restauración y de acondicionamiento del puente de Sireuil ha dado lugar a dificultades de ejecución para las empresas que han sabido adaptar sus métodos de trabajo y dar pruebas de ingeniosidad.

La réparation du pont de

Le pont assurant le franchissement de la Marne par la RN3 au sud de Châlons-en-Champagne a été construit entre 1967 et 1969. Son tablier est constitué d'un double caisson en béton précontraint d'une longueur totale de 137 m. Cet ouvrage qui présentait les désordres spécifiques aux structures de ce type et de cette génération a fait l'objet d'une réparation en 1997 (photo 1).

Le présent article concerne cette réparation depuis sa genèse jusqu'à la fin du chantier. L'article n'est pas uniquement descriptif. Il justifie les différents choix techniques, analyse dans le détail les dispositions constructives retenues et capitalise les enseignements tirés de cette expérience.

Photos : Setra (G. Forquet) et DDE Marne (C. Creppy)

■ L'OUVRAGE EXISTANT

Cet ouvrage comporte trois travées longues de 37,5 m, 62,0 m et 37,5 m. Il est rectiligne en plan et ses appuis sont droits (figure 1). Il supporte une chaussée de 14 m de large à double sens de circulation, bordée de trottoirs de 1,25 m, soit une largeur totale de 16,5 m. La travée centrale a été construite par encorbellements successifs, alors que les travées de rive ont été coulées sur cintre. Les voussoirs de la travée centrale, longs de 3,15 m, ont été coulés en place sur équipages mobiles. Les deux tabliers ont été construits indépendamment, l'un après l'autre, puis ils ont été reliés par une bande de hourdis supérieur coulée en place. Le tablier est constitué de deux caissons de hauteur variable reliés par un hourdis de 18 cm d'épaisseur précontraint transversalement. Sa hauteur varie de 1,77 m à la clé et sur culées à 3,60 m sur piles. Les âmes sont verticales et leur épaisseur varie de 30 cm au niveau des voussoirs sur piles à 24 cm sur le reste de l'ouvrage. L'épaisseur du hourdis inférieur varie de 25 cm sur pile à 14 cm à la clé. Transversalement, les hourdis supérieurs et inférieurs sont parallèles et ont un profil en toit à 2 %

(figure 2). La précontrainte de fléau et de continuité est assurée par des câbles 12 Ø 8 (Rg = 139 hectobars et Tg = 123 hectobars), injectés au coulis de ciment.

■ L'EXPERTISE

Les désordres

Les inspections détaillées réalisées par le Laboratoire régional des ponts et chaussées de Nancy ont constaté une importante fissuration du tablier au niveau du hourdis inférieur dès 1983. Les fissures observées peuvent être classées en trois catégories (figure 3) :

- ◆ des fissures transversales au droit de certains joints entre voussoirs. Ces fissures se rencontrent sur trois joints où l'on note des arrêts brutaux de la précontrainte intérieure de continuité située dans le hourdis inférieur (quatre câbles). Leur ouverture apparente est de l'ordre de 2/10 mm. Cette fissuration se retrouve sur les deux caissons ;
- ◆ des fissures biaises en "arêtes de poisson". Ces fissures sont généralement traversantes ;

Figure 1
Coupe longitudinale
Longitudinal section

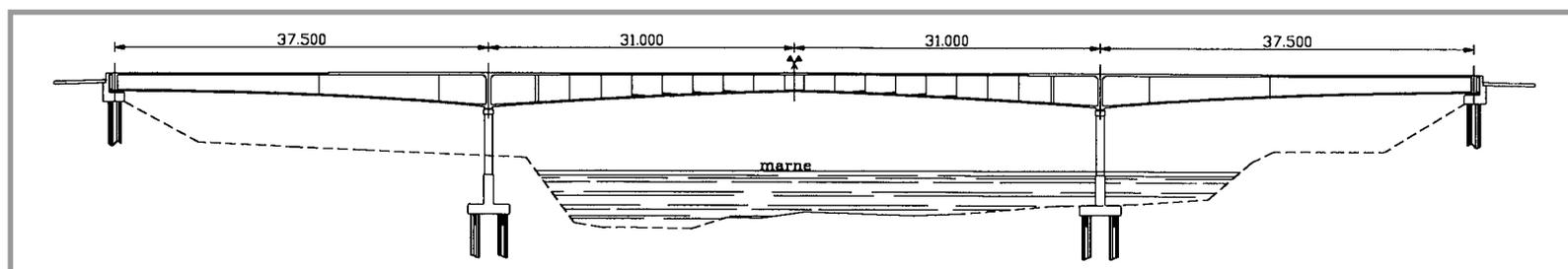
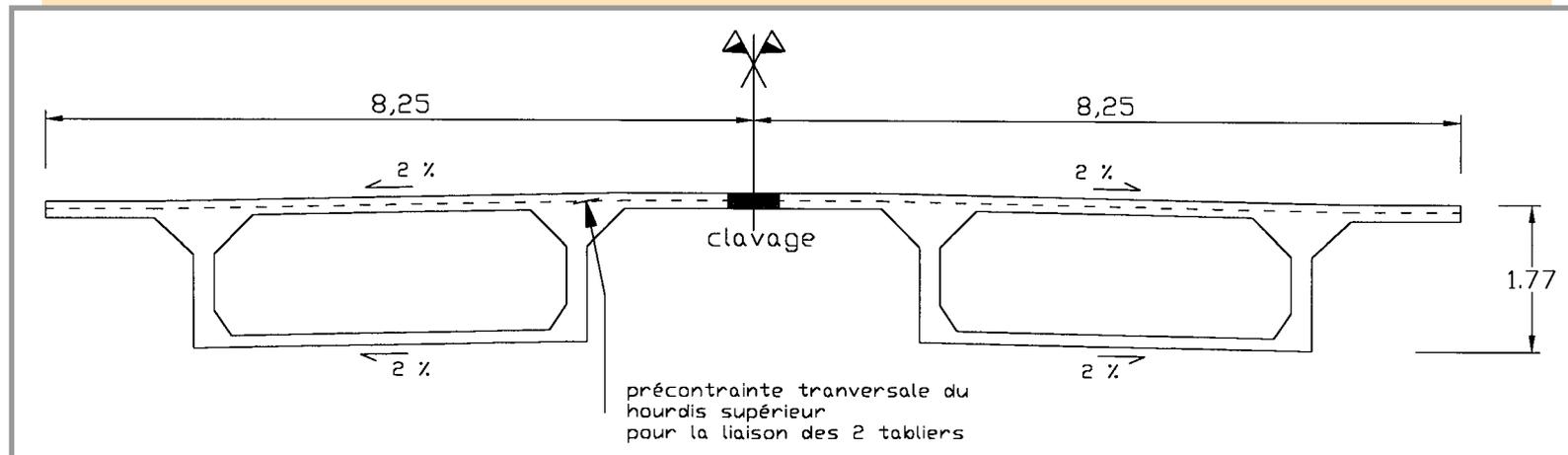


Figure 2
Coupe transversale
Cross section



Châlons-en-Champagne

Daniel Poineau
Jean-Michel Lacombe*
 Setra

Gérard Desgagné
 Ministère des Transports du Québec

Cyril Creppy**
 Direction Départementale
 de l'Équipement de la Marne

Hervé Marneffe
 CETE de l'Est - D.O.A.

Laurent Duflot
 CETE de l'Est - LRPC de Nancy

Pascal Ribolzi
Bernard Vandeputte
 Berthold SA

Philippe Zanker
 Freyssinet



Photo 1
L'ouvrage avant travaux
Structure before works

* Jean-Michel Lacombe est maintenant
 au Groupe Ouvrages d'Art de la Direction
 Régionale de l'Équipement d'Île-de-France
 ** Cyril Creppy est aujourd'hui au C.I.F.P.
 de Pont-à-Mousson

◆ des fissures longitudinales en zone de clef, dont l'ouverture peut atteindre 8/10 mm.

Les investigations

Dans le cadre de l'expertise, le LRPC de Nancy a procédé en 1992 à un essai de décompression de deux joints fissurés.

Trois séries de mesures ont été effectuées (photos 2 et 3).

◆ la première série, réalisée avec huit camions centrés sur les quatre voies, avait pour but de déterminer l'état à vide réel de l'ouvrage et de permettre de valider ou de recalculer l'état à vide théorique du modèle de calcul ;

◆ les deux séries suivantes, réalisées avec quatre camions centrés successivement sur les caissons amont et aval, avaient pour but de vérifier la symétrie de fonctionnement de l'ouvrage et de valider la modélisation transversale retenue pour les calculs.

Les calculs

En 1992, les recalculs de l'expertise ont été effectués par un ingénieur du ministère des Transports du Québec, Gérard Desgagné, alors en stage au Setra dans le cadre de la coopération franco-québécoise.

Les différents recalculs

Un calcul longitudinal complet de l'ouvrage a été fait à l'aide du programme P.C.P. avec l'option "fluage scientifique" (cf. Hypothèses - Tableau I). Les deux tabliers et leur liaison par le hourdis ont été modélisés. Le gradient thermique et le décalage de dates de construction entre les deux tabliers ont été pris en compte. La gêne apportée par le premier tablier aux déformations différées du second a donc été calculée automatiquement.

La précontrainte a été prise en compte avec sa valeur moyenne (Pm). Un calcul de la flexion trans-

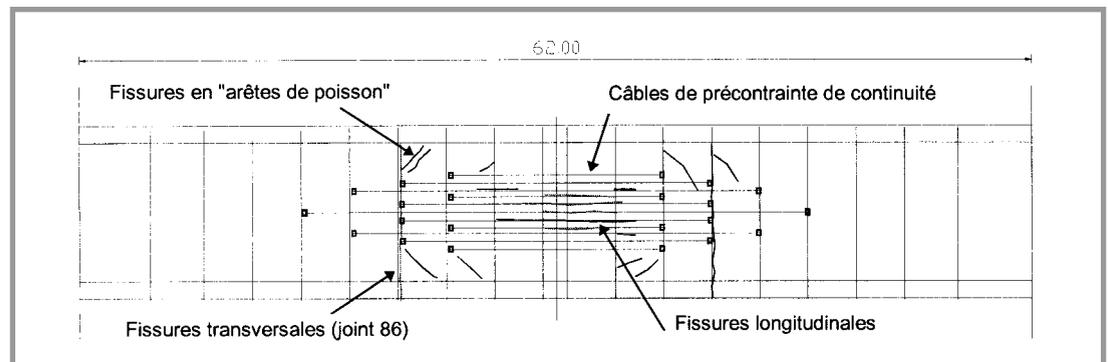


Photo 2
Mesure du moment de décompression - Les charges
Measurement of decompression moment - Loads



Photo 3
Mesure du moment de décompression - L'intérieur du caisson
Measurement of decompression moment - Inside the box structure

Figure 3
Schéma de la fissuration du hourdis inférieur (vue en plan du caisson aval)
Diagram of cracking in lower deck element (plan view of downstream box structure)



hypothèses	calcul d'exécution	calcul d'expertise
tensions initiales des câbles	Tg	Tg
coefficients de frottement des câbles	f = 0,22 φ = 0,0025	f = 0,22 φ = 0,0030 (B.P.E.L.)
déviations des câbles	verticales	verticales et horizontales
redistribution d'effort par fluage	non pris en compte	calcul "scientifique" avec calendrier réel d'exécution
gradient thermique	non pris en compte	pris en compte
règlements de charges	circulaire du 19.08.1960	circulaire du 29.12.1971
modélisations du tablier	1 caisson	2 caissons reliés

Tableau I
Principales hypothèses du calcul longitudinal

Main assumptions of longitudinal calculation



versale des caissons prenant en compte la poussée au vide des câbles de continuité situés dans le hourdis inférieur a également été mené avec le programme ST1.

Enfin, la diffusion des efforts concentrés dus aux câbles de fléau et de continuité dans le hourdis inférieur a aussi été étudiée.

La validation du modèle de calcul P.C.P.

Lors de la première série de mesures de l'essai de décompression, les joints instrumentés n'ont été que partiellement décomprimés. Cette observation s'est révélée cohérente avec les résultats théoriques.

Les séries de mesures n° 2 et 3 de l'essai de décompression, ont montré que la répartition transversale des efforts entre les deux caissons pour des charges excentrées était 30 % - 70 %, alors que le calcul P.C.P. donnait une répartition théorique de 33 % - 67 %.

Ces deux observations ont permis de valider les résultats du modèle de calcul. Il a donc été décidé de conserver par la suite dans les calculs l'état à vide théorique de l'ouvrage issu des calculs P.C.P.

Les conclusions du calcul

Pour la flexion longitudinale :

- ◆ le tablier aval est moins comprimé à vide que le tablier amont (écart de l'ordre de 0,8 MPa à la clé). Cela est dû au fait que les déformations différées du tablier aval (le second construit) ont été gênées par le tablier amont ;

- ◆ le joint de voussoir le moins comprimé à vide correspond bien au joint le plus fissuré (joint 86, figure 3) ;

- ◆ sous le seul effet gradient thermique, le joint 86 est légèrement en traction ;

- ◆ sous charges d'exploitation et gradient thermique, les joints au milieu de la travée centrale sont tendus en fibre inférieure (2,6 MPa de traction à la clé du caisson aval).

Pour les contraintes de cisaillement dans les âmes : les contraintes de cisaillement théoriques sont très légèrement excessives par endroit, cependant aucune fissure de cisaillement n'a été observée.

Pour la diffusion :

- ◆ bien que l'ouvrage ait été coulé en place, les aciers passifs longitudinaux du hourdis inférieur sont interrompus au droit des joints. Ils ne peuvent donc reprendre l'effet d'entraînement des câbles de continuité intérieurs à l'amont des bossages d'ancrage en particulier pour le joint 86 ;

- ◆ vis-à-vis de la diffusion, dans les zones fissurées

en "arêtes de poisson" les effets des câbles de précontrainte de fléau et de continuité se cumulent. Les aciers passifs transversaux en place dans le hourdis inférieur sont nettement insuffisants pour reprendre ces efforts.

Pour la flexion transversale : les aciers passifs transversaux dans le hourdis inférieur sont également insuffisants pour reprendre la poussée au vide des câbles de continuité intérieurs.

Le diagnostic

La synthèse

L'analyse effectuée permet donc d'expliquer les différentes fissures observées, qui sont en fait caractéristiques des ouvrages de ce type construits à cette époque.

Les fissures transversales au droit de certains joints entre voussoirs

Celles-ci traduisent :

- ◆ un manque de câbles de précontrainte de continuité dont l'origine est essentiellement due à la non prise en compte des redistributions d'efforts par fluage et du gradient thermique ;

- ◆ un manque d'aciers passifs longitudinaux dans le hourdis inférieur dû à la non prise en compte des effets d'entraînement des câbles de continuité intérieurs ancrés dans le hourdis inférieur.

Les joints fissurés se trouvent bien dans les zones théoriquement les plus sollicitées, à la fois vis-à-vis de la flexion longitudinale et vis-à-vis des effets d'entraînement.

Les fissures biaises en "arêtes de poisson"

Leur apparition n'est pas directement expliquée par l'étude de la diffusion. En effet, les cisaillements de diffusion sont forts mais restent acceptables. Cependant, les aciers transversaux en place dans le hourdis inférieur sont insuffisants pour assurer une couture satisfaisante. Si bien que, une fois la fissuration amorcée par les fissures transversales de flexion/entraînement, les aciers transversaux en place ne peuvent s'opposer à la propagation de celles-ci.

Les fissures longitudinales en zone de clef

Les aciers passifs transversaux en place dans le hourdis inférieurs sont également insuffisants pour reprendre les efforts amenés par la poussée au vide des câbles de continuité intérieurs qui sont répartis sur toute la largeur du hourdis, selon une disposition constructive malheureuse mais courante dans les années 60-70.

La prise de décision

Les désordres observés ne mettaient pas en cause à court terme la sécurité de la structure, mais pouvaient s'amplifier avec le temps. En particulier, les joints fissurés étaient traversés par des câbles

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitrise d'ouvrage

Etat, ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports - DDE de la Marne

Maitrise d'œuvre

DDE de la Marne - Service de l'entretien routier et des bases aériennes

Conseil du maître d'œuvre

SETRA - Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

Contrôle des études

CETE - Metz

Contrôles extensométriques

CETE - Nancy

Entreprise générale

Berthold SA

Sous-traitant précontrainte

Freyssinet France Nord

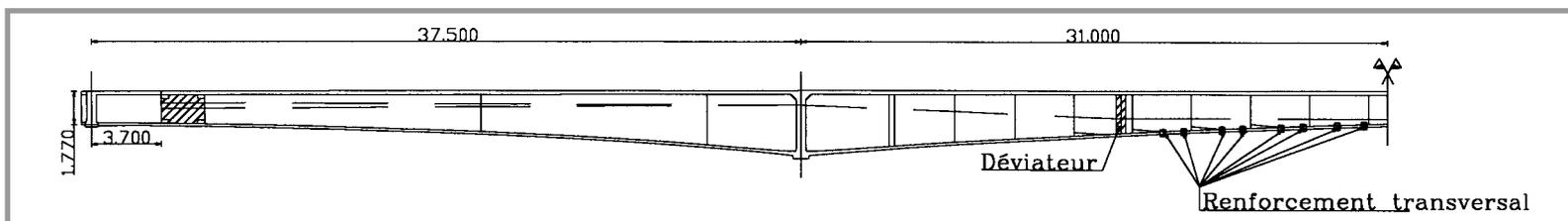


Figure 4
Renforcement longitudinal
 - Demi-coupe
Longitudinal reinforcement
 - Half-section

de continuité qui travaillaient donc en surtension. Il en résultait donc, même si cela est difficilement quantifiable, des risques à long terme de rupture par fatigue et corrosion.

De plus, du fait de l'abandon d'autres itinéraires, l'ouvrage est appelé à supporter un nombre croissant de passages de convois exceptionnels. Avant réparation, ces passages ne pouvaient être autorisés qu'au cas par cas, après études spécifiques. Le passage en 1994 d'un convoi de 188 t par exemple, a nécessité l'arrêt total de la circulation et la maîtrise du gradient thermique par un arrosage prolongé de la surface du tablier.

Compte tenu de ces deux données, il a été décidé de réparer l'ouvrage et même de le renforcer en le rendant apte à supporter le passage des convois exceptionnels de types D et E.

■ LE PROJET DE RÉPARATION

Le principe général retenu pour la réparation a été le suivant :

- ◆ les fissures transversales du hourdis inférieur sont injectées et recomprimées par une précontrainte longitudinale extérieure additionnelle ;
- ◆ les fissures longitudinales et les fissures en "arêtes de poisson" sont injectées et recomprimées par une précontrainte transversale extérieure du hourdis inférieur.

La réparation longitudinale

Description de la réparation

La précontrainte longitudinale additionnelle est constituée de quatre câbles 12 T15 "super" par caisson, régnant sur les trois travées (figure 4). Ces unités sont du type "démontable". Les câbles sont ancrés dans des massifs en béton armé coulés à l'intérieur du caisson à proximité des culées et liaisonnés à la structure existante par des barres de précontrainte injectées à la cire. Les câbles ont un tracé polygonal. Sur piles, ils sont déviés dans des tubes métalliques scellés dans des forages réalisés dans les entretoises existantes. Dans la travée centrale, ils sont déviés sur deux déviateurs en béton armé coulés à l'intérieur du caisson et liaisonnés à la structure par des aciers scellés (photo 4).

Le principe de la réparation

La précontrainte longitudinale additionnelle permet évidemment de pallier l'insuffisance de précontrainte, mais elle a également un effet bénéfique



Photo 4
Déviateur
 dans la travée centrale
Deviator
 in the middle section

vis-à-vis de la flexion transversale. En effet, en recomprimant le hourdis inférieur, elle crée une poussée vers le haut qui s'oppose à la poussée vers le bas des câbles de continuité intérieurs.

Enfin, de par leur inclinaison, les câbles additionnels réduisent l'effort tranchant et donc les cisaillements, qui étaient par endroits légèrement excessifs avant réparation sous l'effet des charges routières non exceptionnelles.

Les dispositions constructives

Le tracé des câbles

La simplicité d'exécution, garante de qualité, a été privilégiée à la stricte économie des quantités de câbles additionnels mis en œuvre. En effet, il aurait été techniquement envisageable de retenir un câblage dit "croisé", les câbles allant d'une pile à une culée.

Dans la disposition retenue, tous les câbles vont de culée à culée. Ainsi le nombre de massifs d'ancrage est divisé par deux, et de plus ceux-ci se trouvent dans des zones de faible hauteur et relativement accessibles puisqu'à proximité immédiate des trous d'accès. La réalisation des massifs et la mise en tension des câbles s'en trouvent facilitées.

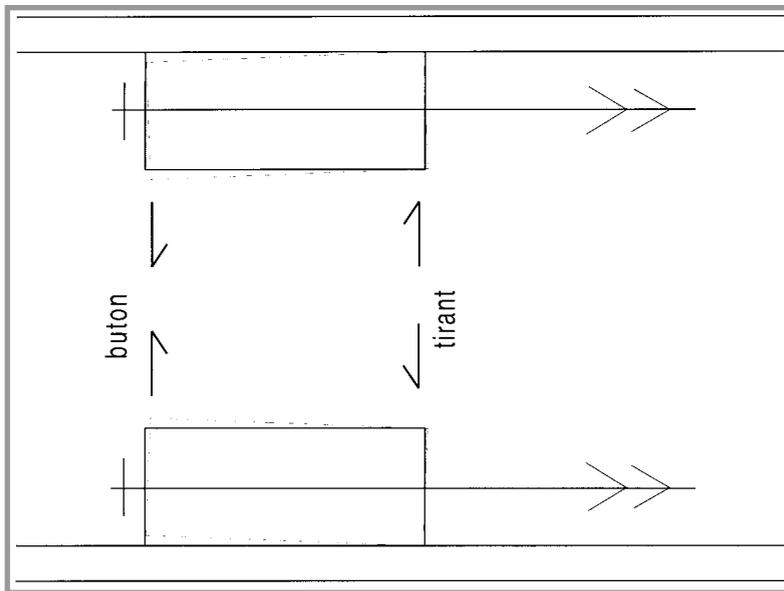
Les massifs d'ancrage

Le problème posé par les dimensions des goussets

Les massifs d'ancrage sont situés à 3,5 m des entretoises de culée existante. Cet espace permet de procéder à la mise en tension des câbles longitudinaux dans des conditions confortables. Ils sont constitués de deux blochets, larges d'un mètre, longs de 2,3 m et en contact avec le gousset inférieur, l'âme et le gousset supérieur. L'ensemble des surfaces de contact a été soigneusement repiqué.

Le gousset supérieur est incliné à 45°. Un calcul

Figure 5
Fonctionnement
des entretoises
métalliques
Functioning
of steel spacers



Les tirants et les butons

Afin d'assurer un monolithisme du bloc d'ancrage et d'éviter que l'excentrement de l'ancrage par rapport à l'âme ne vienne fléchir celle-ci, les blochets sont reliés par des pièces métalliques. La pièce située à l'arrière du bloc d'ancrage est comprimée, et fonctionne en buton alors que la pièce située à l'avant est tendue, et fonctionne en tirant (figure 5). Ces tirants/butons ont été choisis métalliques par l'entreprise (HEA 220), ce qui évite toutes les complications dues au retrait, dans le cas d'éléments en béton. Les blochets sont coulés, puis cloués au caisson par les barres de précontrainte. Les tirants et les butons ne sont mis en œuvre que plus tard, juste avant la mise en tension des câbles longitudinaux. Pour permettre cette mise en place, chaque tirant/buton est constitué de trois parties avec platines de raccord (photo 5).

Le point dur dans le hourdis supérieur

Afin de ne pas créer de point dur et de ne pas avancer l'encastrement relatif du hourdis de la section S_1 à la section S_2 , qui ne serait pas dimensionnée pour cela, un joint polystyrène de 20 mm a été interposé entre le blochet et le hourdis supérieur (figure 6). De même, vis-à-vis de la flexion longitudinale locale du hourdis supérieur, un contact du massif avec le blochet créerait un point dur dans une zone peu comprimée, et il pourrait en résulter une insuffisance d'aciers passifs longitudinaux.

Les déviateurs

Ils ont 50 cm d'épaisseur et sont liaisonnés au caisson uniquement par des aciers scellés. Ces scellements sont dimensionnés par l'effort de déviation des câbles et surtout par l'effort de retrait gêné entre le déviateur et le caisson. Le caisson n'est transversalement ni infiniment souple, ce qui donnerait un retrait gêné nul, ni infiniment rigide, ce qui donnerait un retrait gêné total. Afin d'apprécier au mieux l'effet du retrait, une étude aux éléments finis a été menée. Elle a permis de réduire d'un tiers l'effort de retrait par rapport au retrait gêné total. Le maillage des aciers de scellement a de ce fait été un peu moins dense. Les scellements ont été réalisés avec des aciers de petit diamètre, HA12 dans le hourdis inférieur et HA14 dans les âmes et les goussets, à cause des épaisseurs du caisson et des longueurs de scellement minimales à respecter, validées par des éprouves de convenance. Comme pour les massifs d'ancrage, un polystyrène placé en partie supérieure du déviateur a permis d'éviter de créer un point dur dans le hourdis supérieur (photo 6).

La réparation transversale

Principe de la réparation

La précontrainte de serrage du hourdis inférieur est bénéfique vis-à-vis de trois phénomènes :

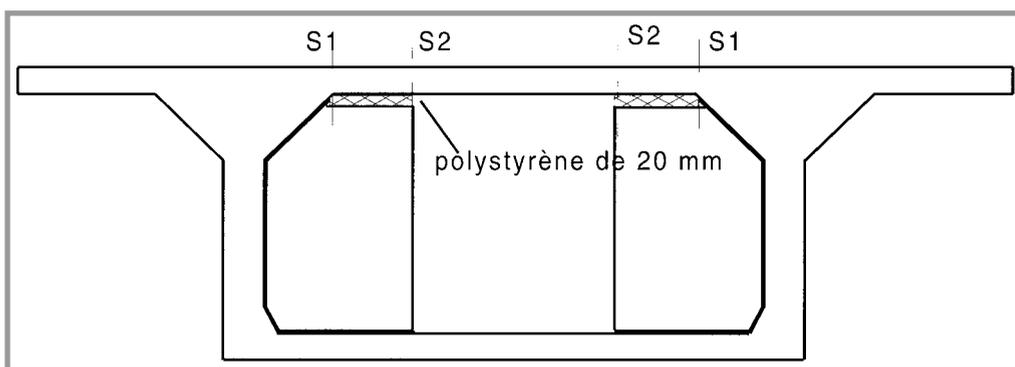


Figure 6
Polystyrène du blochet
Polystyrene of block



Photo 5
Blochet avec les tirants, les butons
et les barres de clouage,
avant mise en œuvre des capots
Block with tie-rods,
struts and nailing bars,
before placing of caps



aux éléments finis, prenant en compte la rigidité des blochets, a montré qu'un effort de serrage par barres perpendiculaires à l'âme dans cette zone se serait traduit par un effort de glissement important. C'est pourquoi, les barres de serrage ont été concentrées au niveau de l'âme, même si celle-ci ne fait que 70 cm de haut, alors que le gousset lui, fait 45 cm.

Les barres finalement retenues pour chaque blochet (sept barres $\varnothing 32$ et dix-sept barres $\varnothing 36$) génèrent un effort de serrage d'environ le double de l'effort à accrocher, conformément à la norme NF P 95-104 qui indique que la relation suivante doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime :

$$\gamma_p N_p \phi / \gamma \phi \geq 1,35 P_m \text{ soit } N_p \geq 1,9 P_m \text{ avec } P_m \text{ l'effort à accrocher et } N_p \text{ la force de clouage.}$$

Photo 6
Polystyrène en partie
supérieure du déviateur
Polystyrene on top of the deviator



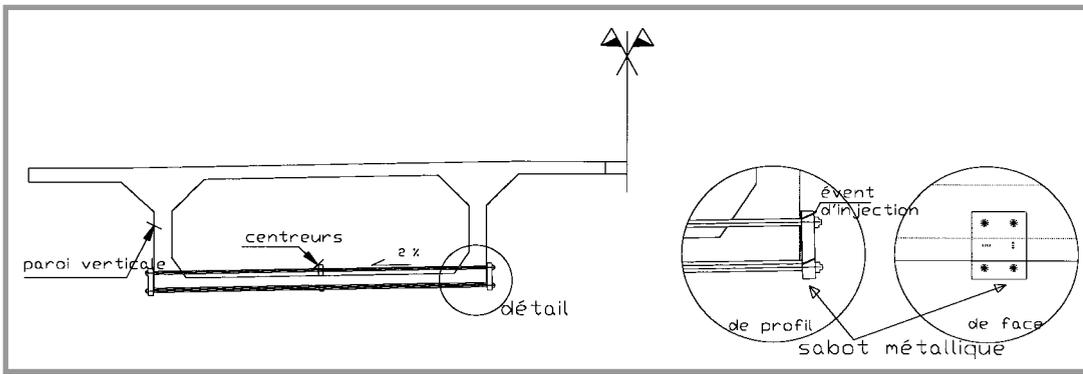


Figure 7
Réparation transversale
- Demi-coupe
Transverse repair
- Half-section

- ◆ la couture des efforts de diffusion (fissures en "arêtes de poisson");
- ◆ la couture de l'effort tranchant (fissures en "arêtes de poisson");
- ◆ la flexion transversale due en particulier à la poussée au vide des câbles de continuité intérieurs (fissures longitudinales).

Description de la réparation

Les voussoirs présentant des fissures longitudinales ou des fissures en "arêtes de poisson", ont été renforcés par la mise en œuvre de corsets assurant un serrage transversal du hourdis. Par mesure de sécurité, le dispositif a été étendu à un voussoir supplémentaire de part et d'autre de la zone fissurée.

Chaque corset est constitué de (figure 7) :

- ◆ quatre torons T15 "super" gainés graissés extérieurs au béton, situés de part et d'autre du hourdis, et protégés, de plus, par une gaine extérieure injectée au coulis de ciment;
- ◆ deux sabots en acier dans lesquels sont ancrés les torons;
- ◆ des centreurs, qui permettent le réglage et le maintien de l'écartement entre le hourdis et les torons.

Espacement des corsets

Il y a 16 corsets par caisson soit 32 pour l'ensemble de l'ouvrage. Leur espacement vaut soit 1,30 m, 1,70 m, ou 1,85 m. Ces espacements ont été imposés par les bossages d'ancrage de la précontrainte de continuité existante, et par certains câbles de continuité situés en bas des âmes.

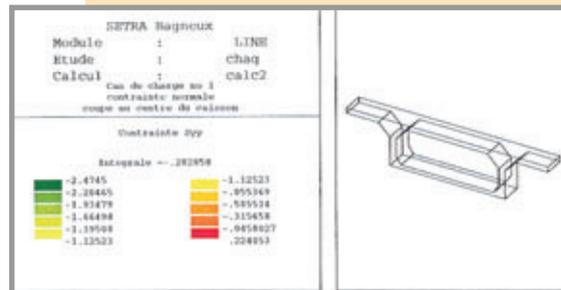
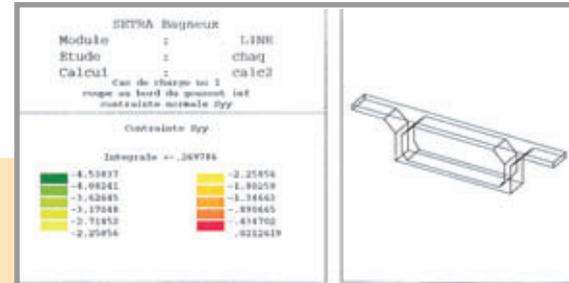
Les corsets sont suffisamment rapprochés pour assurer une répartition satisfaisante des efforts ainsi que le montrent les figures 8 résultant de calculs aux éléments finis menés avec le programme CESAR du LCPC. Moyennant des conditions de symétrie adéquates, une tranche de caisson correspondant à un demi-entraxe a été modélisée avec des éléments quadratiques.

Cette précontrainte doit être efficace vis-à-vis de la flexion transversale à la liaison âme-hourdis, en fibre supérieure, mais également au milieu du hourdis inférieur, en fibre inférieure. De par l'hyperstaticité du caisson, il n'est pas indispensable qu'elle soit centrée, l'effet hyperstatique compensant l'effet isostatique d'un excentrement. Cependant, plus la résultante de la force est appliquée haut, plus la part d'efforts transitant par le hourdis supérieur devient importante.

En fait, l'excentricité vers le haut a été limitée par la flexion induite dans les âmes, qui devenait excessive au-delà de **6 cm**, lors des passages des convois exceptionnels (figure 9).

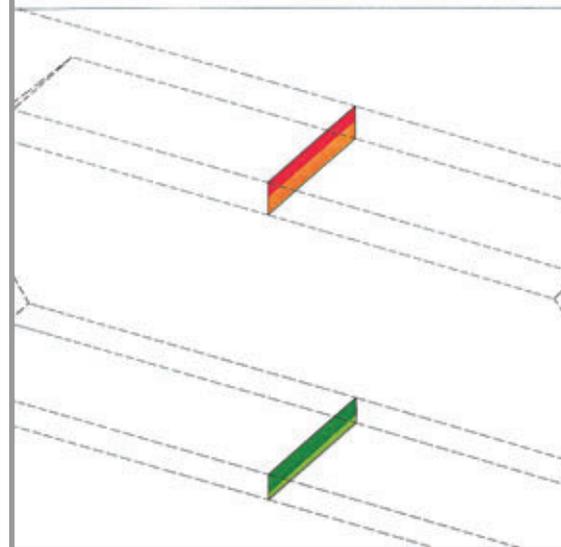
Figures 8 : Contrainte normale due à la précontrainte transversale :
8a) - Diffusion à la jonction gousset/hourdis inférieur

Normal stress due to transverse prestressing :
8a) - Diffusion at the gusset/lower deck element junction



8b) - Diffusion dans l'axe du caisson

8b) - Diffusion in the box structure centreline



8c) - Diffusion dans un plan transversal

8c) - Diffusion in a transverse plane

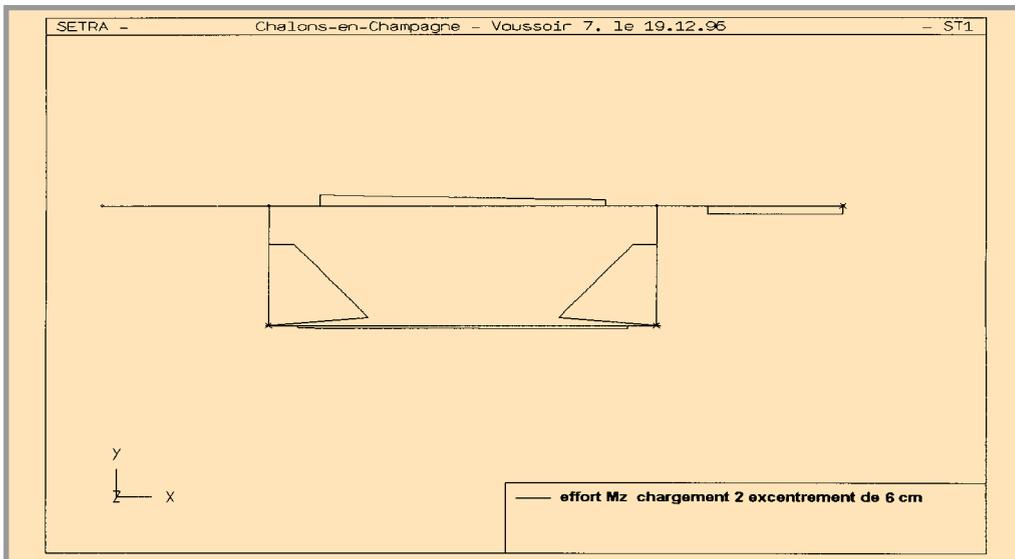


Figure 9
Flexion transversale importante dans les âmes pour un convoi exceptionnel
Significant transverse bending in the webs for an exceptional load

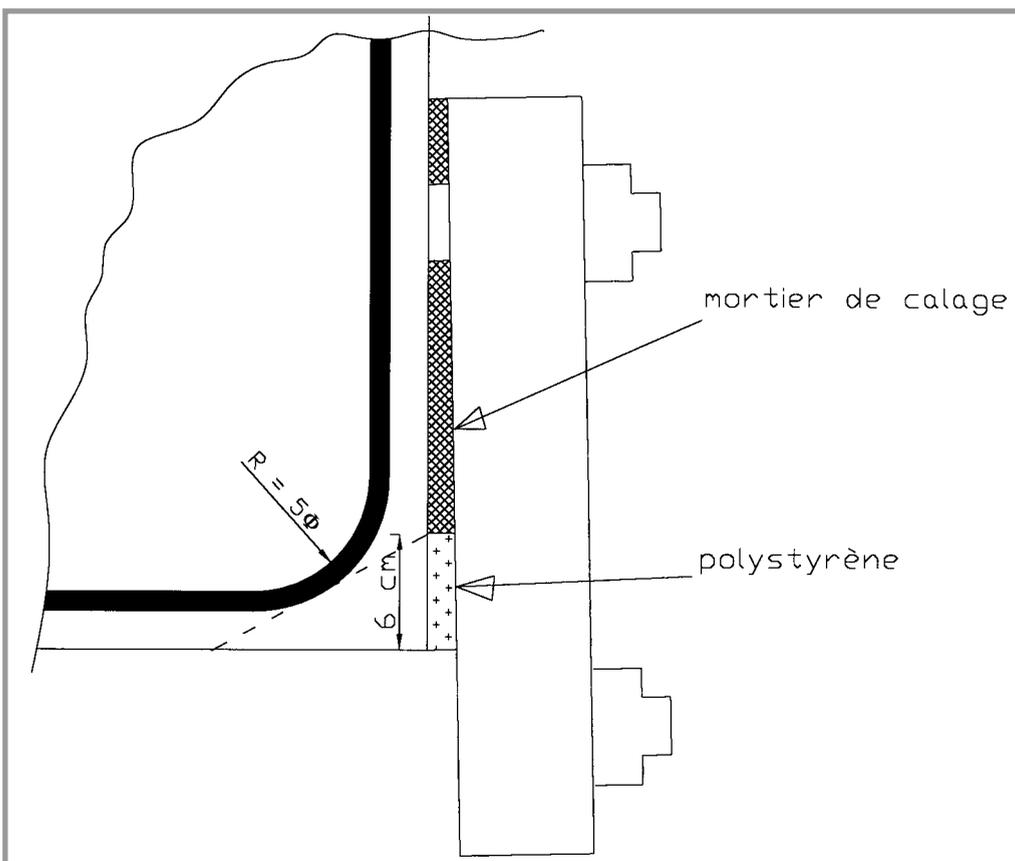


Figure 10
Angle inférieur du caisson
Lower angle of box structure

► **Dispositions constructives**

Le choix des torons

Compte tenu de la faible épaisseur du hourdis inférieur à la clef (14 cm), et du fait qu'il est fissuré, des déformations transversales locales importantes du hourdis inférieur sont à attendre. C'est pourquoi des torons, associés à un dispositif de centrage maintenant l'écartement voulu avec le hourdis, ont été retenus. Des barres auraient été trop rigides à la flexion pour pouvoir épouser la géométrie du hour-

dis, or il est indispensable que la précontrainte reste parallèle au hourdis.

La solution retenue peut s'adapter à tous les voussoirs, quelle que soit la déformation rencontrée sur le chantier. Elle est donc plus souple au niveau de la réalisation.

Une semaine après la mise en tension, après fluage du mortier de calage des sabots, une retension a été effectuée. Le procédé retenu devait donc être recalable.

Les sabots

Pour éviter que le coin inférieur non armé ne casse sous la pression exercée, une feuille de polystyrène de 6 cm de haut a été placée en partie inférieure sous la plaque d'ancrage (figure 10 et photo 7). En effet, la résultante de la force de précontrainte est appliquée avec un excentrement de 6 cm par rapport à l'axe du hourdis inférieur, soit à 13 cm de l'intrados dans le cas du voussoir de clé représenté ci-dessous. Il en résulte une répartition triangulaire des efforts derrière la plaque en acier, et des pressions importantes vers le bas (figure 11).

La protection des torons

Les torons inférieurs de chaque corset sont situés à l'extérieur du caisson. Leur protection a fait l'objet d'une attention particulière. Ils sont gainés graissés et de plus protégés par du coulis de ciment. Il n'y a aucune discontinuité de protection.

L'injection des fissures

Il était prévu d'injecter l'ensemble des fissures d'ouverture supérieure à 3/10 de millimètre avec un polymère therm durcissable. Il est souhaitable pour une telle opération, de charger l'ouvrage afin d'ouvrir les fissures et de faciliter ainsi la mise en œuvre des produits d'injection. Dans ce cas, le chargement est alors laissé en place pendant toute l'injection jusqu'à la fin de la polymérisation. Les charges sont enlevées avant mise en œuvre de la précontrainte additionnelle, en prenant soin que le déchargement soit progressif et ne vienne pas rouvrir les fissures injectées. Dans le cas particulier du pont de Châlons-en-Champagne, l'étude a montré que les chargements n'étaient pas indispensables. En effet :

- ◆ les fissures transversales dans les joints de voussoirs étaient comprimées à vide et un chargement important n'aurait apporté qu'un supplément d'ouverture marginal. Les essais de décompression réalisés en 1992 par le LRPC de Nancy ont montré que même huit camions de 26 t, soit 93 % des charges A (I), ne faisait qu'atteindre la décompression pour ces joints sans augmenter l'ouverture de la fissuration ;
- ◆ les fissures longitudinales étaient plus nombreuses (36 ml) et plus ouvertes (jusqu'à 8/10 de

millimètre). Pour ces fissures un chargement a deux effets :

- en décomprimant le hourdis inférieur, il annule la poussée au vide vers le haut de celui-ci, poussée qui est favorable vis-à-vis de la flexion transversale,
- du fait de la flexion transversale induite par le chargement des camions sur le hourdis supérieur, il ouvre également les fissures longitudinales.

En fait, le calcul a montré que dans le cas étudié les fissures longitudinales étaient peu sensibles aux charges appliquées.

D'autre part, il est également souhaitable de stabiliser le gradient thermique pendant cette phase, par exemple par arrosage de la chaussée ou par pose sur l'enrobé d'un géotextile blanc, afin d'éviter tout mouvement des fissures pendant la polymérisation. En effet, le gradient thermique génère des efforts de flexion très importants, un gradient de 10 °C étant pour ce type d'ouvrage aussi agressif que les charges routières réglementaires.

L'étude préalable du cycle journalier d'ouverture des fissures et du gradient thermique, menée afin de procéder à l'injection à l'heure d'ouverture maximale des fissures, a montré qu'à l'époque des travaux (février 1998), les conditions climatiques donnaient un gradient suffisamment faible et stable pour se dispenser de retenir des dispositions particulières pour le maîtriser.

L'ordre des opérations

L'ordre de réalisation des différentes opérations décrites ci-après doit obligatoirement être respecté :

- ◆ **injection des fissures.** Les fissures doivent être injectées avant les mises en tension transversales et longitudinales qui ont tendance à les refermer;
- ◆ **serrage transversal.** La précontrainte transversale doit être mise en œuvre avant la précontrainte longitudinale. En effet, elle restitue au hourdis inférieur injecté son monolithisme et assure un meilleur passage des efforts de la précontrainte longitudinale additionnelle;
- ◆ **précontrainte longitudinale.** Elle doit être mise en tension le plus tôt possible après mise en tension de la précontrainte transversale et après en-

lèvement des charges destinées à ouvrir les fissures pendant l'injection, lorsque des charges sont utilisées.

La consultation des entreprises

L'appel d'offres

Compte tenu de la spécificité de la réparation, le mode de consultation retenu a été l'appel d'offres restreint. En outre, pour que leur offre soit recevable, les entreprises retenues devaient joindre la fiche attestant de leur visite de l'ouvrage avec une personne de la maîtrise d'œuvre.

Les critères d'analyse des offres pour la deuxième partie de la consultation étaient dans l'ordre décroissant de leur prise en compte : la valeur technique des prestations, puis le prix des prestations. Les entreprises avaient la possibilité de présenter une et une seule variante technique portant sur :

- ◆ le procédé de précontrainte avec mise en tension toron par toron mais avec une protection d'ensemble des torons;
- ◆ et/ou la classe des aciers de précontrainte;
- ◆ et/ou le type de bouton/tirant (à la place de pièces en béton préfabriquées).

La durée totale du chantier était fixée à 11 mois dans les pièces écrites. Le fait d'afficher une période de préparation de 5 mois a permis de bien démontrer que les maîtrises d'ouvrage et d'œuvre étaient conscientes de la complexité du chantier et voulaient une bonne qualité des études avant le démarrage des travaux. Néanmoins, comme il s'agit de la réparation d'un ouvrage existant, certaines phases d'études ne peuvent se poursuivre qu'après un certain avancement des travaux : par exemple, le tracé définitif des câbles de précontrainte ne peut intervenir qu'après la réalisation des carottages, malgré l'existence de gammagraphies.

Le marché a été attribué à l'entreprise Berthold avec comme sous-traitant l'entreprise Freyssinet pour la précontrainte.

La circulation

La ville de Châlons-en-Champagne ne dispose que d'un autre pont pour franchir la Marne. Le D.C.E. a



Photo 7
Polystyrène sous la plaque
Polystyrene under the plate

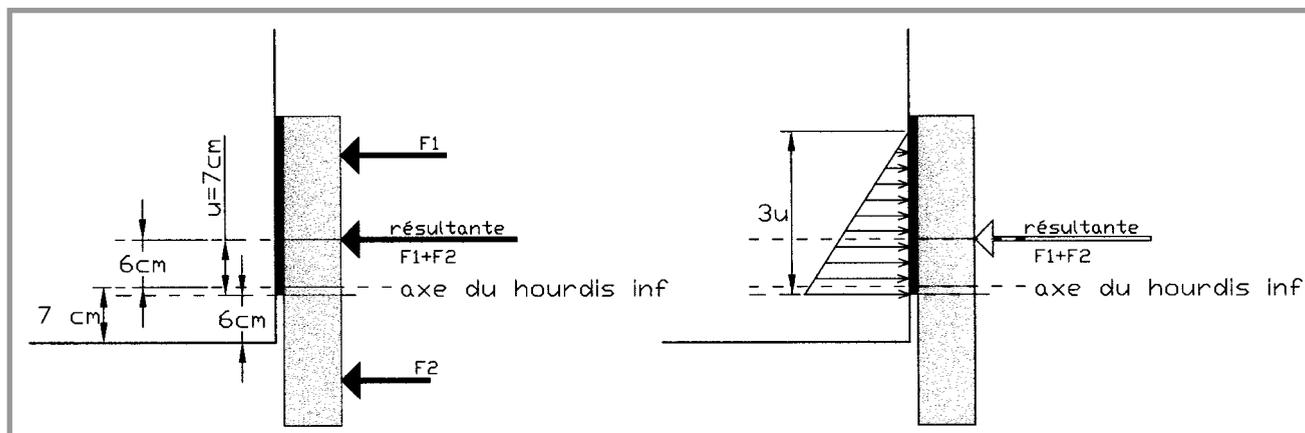


Figure 11
Influence du polystyrène sur les pressions dans le béton
Influence of polystyrene on pressure in the concrete

Photo 8
Le platelage général fixe permet un accès facile pendant toute la durée des travaux

General fixed plating offering easy access throughout the works



► donc été bâti pour limiter au maximum la gêne apportée par des restrictions ou des coupures de circulation sur l'ouvrage. Les entreprises devaient donc proposer dans leur offre un calendrier de réalisation qui limiterait ces phases, et, dans la mesure du possible, les réserverait à des week-ends, sauf pour la période finale de réalisation, à savoir l'injection des fissures et les mises en tension des précontraintes, qui devaient être réalisées pendant une coupure d'au plus 15 jours.

Ce point tout à fait sensible, n'a pas été affiché comme un critère spécifique de jugement des offres (pour ne pas donner lieu à des délais séduisants, mais extravagants). Cependant, l'administration a proposé aux entreprises des délais plafonds, qui pouvaient être réduits dans leur offre, et, c'est dans l'examen de la valeur technique des prestations que ces durées ont été examinées.

Les dispositifs d'accès à l'ouvrage

L'attention des entreprises avait été attirée tout spécialement sur ce point lors de l'appel d'offres dans les pièces écrites et le Règlement de Consultation (R.C.), pour les raisons suivantes :

- ◆ une grande partie de la réparation (injection des fissures et précontrainte transversale) concerne l'extérieur des caissons de la travée centrale, situé à environ 7 m au-dessus de la Marne, non navigable à cet endroit ;
- ◆ l'accès à l'intérieur des caissons se fait à 1 m au-dessus des perrés avec des trous d'homme de diamètre 0,80 m, diamètre que l'on retrouve lors du passage d'une travée à l'autre, au niveau des entretoises sur pile ;
- ◆ les câbles de précontrainte de continuité, qui ont provoqué les fissures longitudinales de poussée au vide dans le hourdis inférieur, sont ancrés de façon symétrique par rapport à la clé, dans des bossages qui gênent la bonne circulation dans l'ouvrage (photo 3).

Le dossier de consultation des entreprises avait interdit l'usage de nacelle négative, fort pénalisante pour l'exploitation de la route, les conditions de travail (la largeur du tablier est de 16,50 m) et pour les contrôles exercés lors des phases d'injection

et de mise en œuvre de la précontrainte transversale.

Certaines entreprises ont proposé un dispositif d'échafaudage sur barge, qui aurait été tributaire des crues de la Marne, ou une passerelle mobile se déplaçant sur les trottoirs du tablier. Cette dernière disposition impose deux coupures de circulation supplémentaires pour le montage et le démontage de la passerelle, ne donne accès qu'à une zone de 2 ou 3 m de large sous le tablier et condamne les ouvriers à cheminer le long de la circulation routière.

L'astuce des entreprises Berthold et Freyssinet a donc été de repérer lors de la visite de l'ouvrage, des réservations dans le hourdis inférieur de la travée centrale, datant de la construction par encorbellements successifs des voussoirs, et de les utiliser pour y suspendre un platelage (photo 8). Ce dispositif leur a permis d'accéder à tout moment, en tout point de la travée centrale à réparer, sans gêner la circulation sur l'ouvrage et en étant à l'abri d'un choc de véhicule sur leur installation.

■ LES TRAVAUX

Les différentes opérations

Nous récapitulons ci-après dans l'ordre chronologique, les principales phases du chantier.

Les travaux préparatoires

Phase 1 (pendant la période de préparation des travaux) :

- ◆ nettoyage de l'intérieur de la poutre-caisson ;
- ◆ relevé exact de la géométrie de l'ouvrage et implantation générale ;
- ◆ études de faisabilité des nouveaux trous d'homme, des massifs d'ancrage et plan sommaire de positionnement des forages ;
- ◆ renforcement local du hourdis inférieur puis ouverture des nouveaux trous d'homme utilisés pour acheminer le matériel ;
- ◆ mise en place des dispositifs d'accès à l'intérieur des caissons et à l'extérieur du tablier au niveau des culées ;
- ◆ repérage des armatures de précontrainte par gammagraphie dans les zones de forage des âmes et de perçage du hourdis supérieur, implantation de détail et correction des plans d'exécution.

Phase 2 (au début du chantier) :

- ◆ installations de chantier et pose du platelage (photo 8) suspendu à l'ouvrage ;
- ◆ réalisation des gammagraphies de la travée centrale ;
- ◆ relevé du plan de fissuration du hourdis inférieur ;
- ◆ réalisation des forages des âmes pour la précontrainte de clouage des massifs ;
- ◆ correction des plans, modélisations de l'ouvrage et études de détails d'exécution.

La réalisation des pièces d'ancrage et de déviation de la précontrainte additionnelle

- ◆ réalisation des déviateurs en béton armé de la travée centrale, liaisons à la structure existante par des armatures passives scellées ;
- ◆ réalisation des déviateurs au droit des entretoises sur piles, avec forage des trous de passage des tubes ;
- ◆ réalisation à l'intérieur de la poutre-caisson aux abouts du tablier, de massifs en béton armé pour ancrage de la précontrainte additionnelle.

Les opérations préalables à la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle

- ◆ réalisation des forages d'âmes de la précontrainte transversale additionnelle (photo 9) ;
- ◆ mise en œuvre des dispositifs de centrage du hourdis inférieur ;
- ◆ mise en place des plaques d'ancrage avec mortier de pose ;
- ◆ mise en œuvre des gaines PEHD (photo 10) ;
- ◆ enfilage et réglage des armatures des précontraintes transversales et longitudinales ;
- ◆ mise en œuvre de la protection au coulis de ciment des torons.

L'injection des fissures

- ◆ préparation des fissures ;
- ◆ injection des fissures (photo 11) et polymérisation pendant trois jours avant mises en tension.

La mise en œuvre de la précontrainte transversale additionnelle

- ◆ mise en tension avec une phase de retension des torons au bout de 10 jours ;
- ◆ mise en œuvre de la protection définitive des têtes d'ancrage.

La mise en œuvre de la précontrainte additionnelle longitudinale

- ◆ mise en tension ;
- ◆ mise en œuvre de la protection définitive des têtes d'ancrage ;
- ◆ mise en place des dispositifs anti-vibratiles.

Les travaux connexes et divers

- ◆ protection générale extérieure des ancrages des barres de clouage par béton projeté ;
- ◆ condamnation des trous d'homme existants ;
- ◆ réfection de la chape d'étanchéité et de la chaussée au droit des carottages pour bétonnage ;
- ◆ éprouves de l'ouvrage ;
- ◆ repliement du chantier ;
- ◆ nettoyage final et remise en état des lieux.

Les contraintes de circulation

Les coupures de circulation qui ont été effectuées ont permis la réalisation des opérations suivantes :

- ◆ 1 jour et demi pour le relevé géométrique de l'ou-



Photo 9
Perçage des âmes au carottier au diamant
Drilling of webs with diamond drill



Photo 10
Soudure des éléments de PEHD
Welding of HDPE elements



Photo 11
Injection des fissures
Cracks injection

vrage existant (y compris le relevé de nuit) ;

- ◆ 1 jour pour la prise de clichés gammagraphiques du hourdis supérieur pour localiser la position de la précontrainte transversale existante, à l'emplacement des cheminées de bétonnage.

Cette coupure non prévue initialement a permis un travail en toute sécurité lors de la manipulation des sources radioactives au niveau de la chaussée ;

- ◆ 2 jours pour le bétonnage des déviateurs (1 jour de bétonnage + 1 jour de durcissement, en fait un week-end).

Ce bétonnage d'un faible volume (4 x 2,5 m³) a servi de convenance pour l'entreprise, pour la mise en œuvre du béton à l'intérieur du caisson et pour les carottages du hourdis supérieur. Il est à noter que les carottages de rive ont été réalisés par neutra-

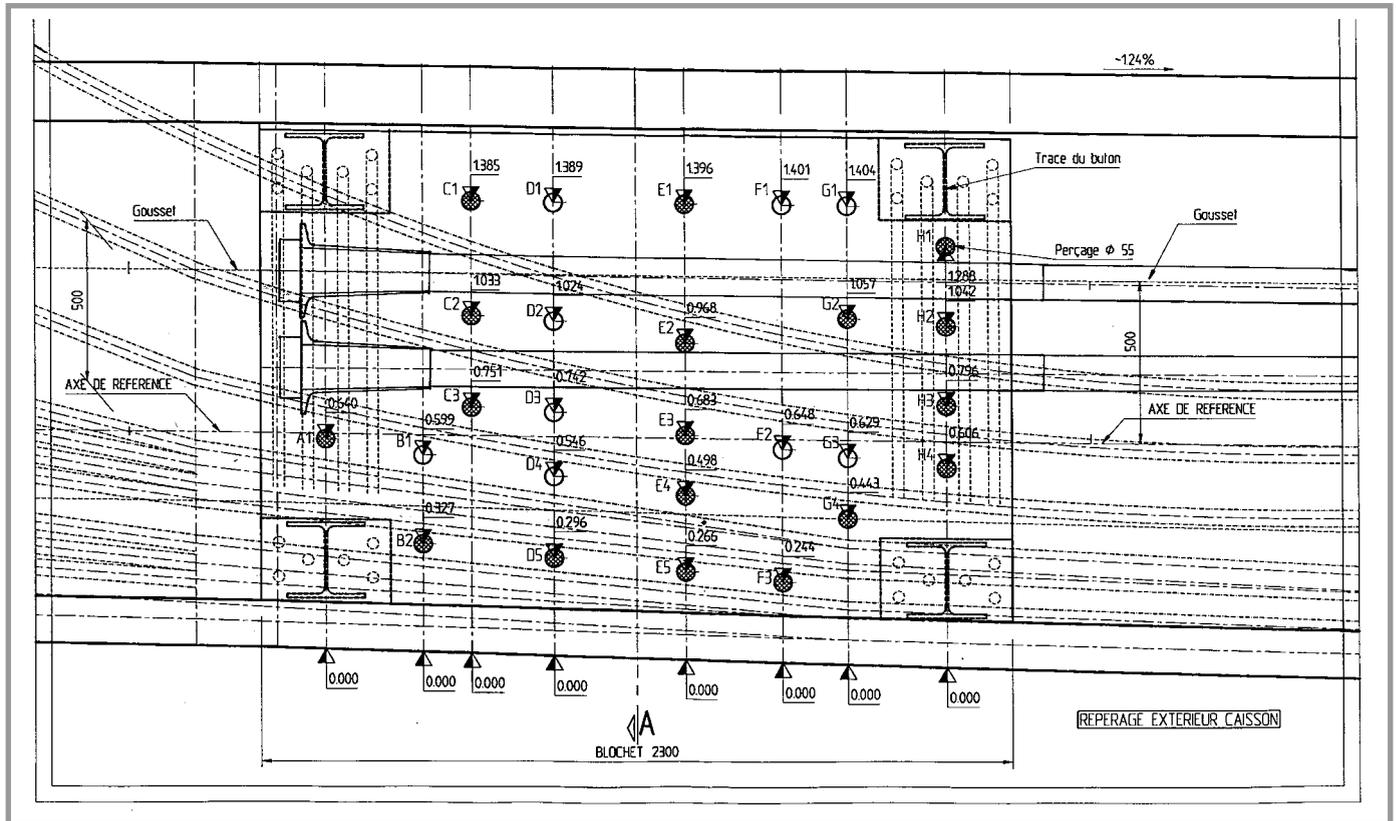


Figure 12
Implantation des gammagraphies,
détermination de la position
des câbles et implantation
des perçages
Installation of gammagraphs,
determination of cable position
and location of drilled holes

lisation d'une voie de circulation pendant une demi-journée, puis rebouchés provisoirement par des enrobés sur une plaque métallique quelques jours avant la coupure. Les autres carottages ont été effectués le jour du bétonnage;

- ◆ 3 jours pour le bétonnage des massifs d'ancrage (1 jour de bétonnage + 2 jours de séchage, en fait un week-end et un lundi).

La cinématique de carottage a été reconduite et le temps de séchage a été porté à 2 jours pour assurer une meilleure prise des massifs qui allaient être cloués à la structure par des barres précontraintes;

- ◆ 10 jours pour l'injection des fissures, les mises en tension des précontraintes et la réfection des carottages effectués dans la chaussée. En fait, ces opérations étaient achevées en 6 jours. Les 4 jours restant ont permis à la Ville de Châlons-en-Champagne de procéder à des opérations d'entretien sur l'itinéraire sans être gênée par la circulation;

- ◆ 1 jour pour les épreuves de chargement de l'ouvrage.

L'importance de l'ouvrage pour le franchissement de la Marne à Châlons-en-Champagne imposait que les coupures aient lieu essentiellement pendant des fins de semaine. Dans la mesure du possible elles ont été couplées avec des périodes de congés scolaires.

Vers la mi-novembre 1997, le chantier était en mesure de réaliser les travaux d'injection des fissures et de mises en tension (à cette époque, les conditions météorologiques le permettaient encore) pendant une coupure complète de circulation de 10 jours. Or, il se trouve qu'alors, la campagne de ramassage des betteraves sucrières battait son plein

et que le transit des porteurs dans la ville se fait presque exclusivement par ce pont. A l'approche des fêtes de fin d'année, il était inconcevable de paralyser le centre de la ville, et le maître d'ouvrage choisit de reporter les travaux au début de l'année 1998.

Dès lors, il a fallu pour l'entreprise et la maîtrise d'œuvre se tenir prêts à intervenir dès que les conditions de température le permettraient. Des essais de laboratoire sur différentes résines ont permis de vérifier les conditions minimales de température pour obtenir une bonne polymérisation, suffisamment rapide. Le choix s'est finalement porté sur une résine qui atteignait une dureté *shore* de 75 au bout de 3 jours à +5 °C. Grâce aux prévisions météorologiques à 5 jours qui se sont révélées suffisamment fiables, toute la logistique a pu être prête pour une intervention, qui s'est déroulée pendant la fenêtre de beau temps comprise entre le 24 février et le 5 mars 1998.

Les déviateurs et les massifs d'ancrages

Les déviateurs

Ces pièces de faibles dimensions (0,50 m d'épaisseur et forme en U) ont été assez faciles à réaliser. Soumises à peu de contraintes, elles étaient solidarifiées au béton existant uniquement par des aciers scellés.

Les deux carottages de diamètre 0,25 m par déviateur, prolongés par des cheminées de bétonnage ont permis une bonne vibration des deux poutres verticales. Par ailleurs, le bétonnage a été facilité par le fait que les coffrages, réalisés à façon à l'in-

térieur du caisson, permettaient aussi une vibration par le dessus lors de la réalisation de la poutre inférieure, jusqu'à la fermeture du coffrage horizontal pour la réalisation des deux montants verticaux. Le décoffrage n'a fait apparaître aucun défaut d'homogénéité du béton.

Les massifs d'ancrage

Situé à 12 m de l'extrémité des caissons, chaque massif était constitué de deux blochets ($L = 2,30 \text{ m}$ x $h = 1,40 \text{ m}$ x $e = 1,00 \text{ m}$) cloués à l'âme des caissons par 24 barres précontraintes. L'implantation a été déterminée dès la conception du dossier dans une zone où le faisceau de câbles de précontrainte dans les âmes de l'ouvrage existant était le plus resserré. Néanmoins, pour éviter de sectionner une armature de précontrainte, un repérage par gammagraphies a été effectué avant de réaliser les carottages.

Les gammagraphies

L'activité des sources radioactives utilisées lors des clichés sur les âmes des caissons a nécessité la matérialisation d'un périmètre de sécurité pour les piétons sous les travées de rive. Mais, elle n'a pas imposé de coupure de circulation sur l'ouvrage car des guetteurs veillaient avec des talkies-walkies. Malgré les plans de récolement, de fortes incertitudes régnaient sur la position précise des câbles existants. Dix-huit clichés ont été réalisés par blochet, répartis sur 6 à 7 colonnes pour retrouver une bonne image de l'emplacement des câbles (photo 12 et figure 12).

Un des problèmes majeurs rencontrés pendant cette phase a été que dans les goussets, les faces du béton n'étaient pas parallèles. Comme le temps d'exposition du film au rayonnement est fonction de l'épaisseur de béton à traverser, et qu'il influence directement sur la netteté du cliché, la variation d'épaisseur de 24 à 54 cm sur un même cliché a rendu leur interprétation dans ces zones, beaucoup plus délicate.

Par ailleurs, l'utilisation complémentaire de méthodes pachométriques a vite montré ses limites, à cause des épaisseurs de béton, de la superposition des nappes de ferrailage et de la présence des feuillards métalliques protégeant les câbles de précontrainte.

Comme autre mesure préventive, un préforage à la perceuse (diamètre 8 mm) a été réalisé pour chaque carottage de diamètre 40 mm. Pour les dix premiers carottages, cette mesure s'est avérée suffisante. Mais, lorsque sur les carottages suivants, le foreur s'est aperçu que, par 2 fois, il avait endommagé des câbles existants (5 fils, puis 3 fils sur un même câble de 12 fils de diamètre 8 mm), la maîtrise d'œuvre a porté à trois, le nombre de préforages pour chaque carottage des massifs d'ancrage, puis à deux pour la précontrainte transversale de la travée centrale. Du fait de ces dispositions, et de la



Photo 12
Gammagraphie des âmes avant perçage des trous pour la précontrainte de clouage des massifs d'ancrage

Gammagraphy of webs before drilling holes for the prestressing of anchoring blocks

dextérité du foreur qui est bien évidemment essentielle, seuls 3 fils d'un câble et le feuillard de protection d'un autre ont été à nouveau endommagés, sur le total des 320 carottages réalisés.

Le ferrailage

L'entreprise a retenu des tirants/butons métalliques. Leur mise en œuvre dans le caisson s'en est trouvée grandement facilitée. La mise en place dans chaque blochet des câbles de précontrainte et de leurs ancrages, des barres de clouage et des tirants/butons, a très fortement compliqué la définition du ferrailage qui était très dense (212 kg/m^3). C'est pourquoi, il n'a pu être ménagé que deux cheminées de bétonnage/vibration d'un diamètre de 0,20 m.

Les barres de clouage, implantées d'après les positions des câbles révélées sur les gammagraphies, ont été réparties selon des plans verticaux pour permettre la bonne descente du béton dans la cheminée de bétonnage jusqu'au hourdis inférieur du caisson.

Le bétonnage

Pour limiter la ségrégation due à la très forte densité de ferrailage évoquée précédemment, le béton B36 (BCN : CPA-CEM I/42,5 - FL - B36 - 0/15 - E : 2b1 - BP- + Adjuvant - XPP 18-305 - Marque NF avec superplastifiant) a été fluidifié pour obtenir un affaissement au cône d'Abrams important.

Les deux seules cheminées possibles devant agir sur une surface de $2,30 \times 1,00 = 2,30 \text{ m}^2$ tant pour l'approvisionnement du béton que pour sa vibration, des dispositions complémentaires ont été retenues :

- ◆ l'ouverture de plusieurs petites trappes dans le coffrage pour y glisser des vibreurs. Ces trappes étaient obturées au fur et à mesure de la remontée du béton. Il est à noter que cette solution a été préférée par l'entreprise à une vibration externe du béton par les coffrages, qui, en assurant un parement excellent, aurait pu masquer des problèmes de vides au cœur du béton ;

- ◆ la mise en place de canules d'injection sur les âmes des caissons, là où avait lieu la reprise entre l'ancien et le nouveau béton.

Après 2 jours de séchage, sous coupure de circulation pour éviter des vibrations pouvant nuire à la prise du béton, les blochets ont été décoffrés, lais-

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Forages

- Clichés gammagraphiques : 188 u
- Forages traversants pour la précontrainte : 130 ml

Massifs d'ancrage et déviateurs

- Forage et scellement d'armatures HA pour béton armé : 1284 u
- Aciers à haute adhérence FeE 400 : 7300 kg
- Béton B36 : 36 m^3
- Armatures de précontrainte pour clouage des massifs (soit 192 barres) : 2020 kg

Injections résines

- Injection des reprises de bétonnage des massifs d'ancrage et déviateurs : 15 dm^3
- Injection des fissures : 52 ml

Précontrainte

- Longueur de gaine PEHD : 1640 ml
- Armatures de précontrainte post-tendues : 15850 kg

Photo 13
Mise en œuvre
des sabots d'ancrage
de la précontrainte transversale
Placing of anchoring blocks
for transverse prestressing



Photo 14
Sur une plaque d'ancrage
les deux torons opposés
sont tendus simultanément
On an anchoring plate,
the two opposite strands
are tensioned simultaneously



Photo 15
Protection générale des tête d'ancrage
General protection of anchoring heads



► sant apparaître des parements du niveau de coffrage soigné. Sur quelques blochets sont apparus dans les angles supérieurs des nids de cailloux, qui ont été aisément ragrésés. Pour l'injection des reprises entre l'ancien et le nouveau béton, les volumes mis en œuvre sur chaque blochet ont été inférieurs à 1 dm³, sauf pour le premier qui a nécessité 8 dm³. Le bon monolithisme des blochets exprimé par les résultats précédents, complétés par des sondages au marteau, a été vérifié 15 jours plus tard lors des mises en tension des barres de clouage des blochets sur les caissons.

La précontrainte transversale

Le phasage de mise en tension

Après mise en œuvre des plaques (photo 13) et des torons, les quatre torons de chaque corset ont été mis en tension à l'aide de quatre vérins selon un phasage précis. Sur chaque plaque, deux torons diagonalement opposés étaient équipés de vérins (photo 14). Il y avait donc deux vérins de chaque côté du caisson. Puis, les deux torons du haut ont subi simultanément une première mise en tension à 50 % de leur tension finale. Les deux torons du bas ont ensuite été tendus à leur tension finale, égale à la tension partielle introduite dans les torons du haut, pendant que les torons du haut étaient tendus à leur tension finale. Cette procédure a donné d'excellents résultats.

La protection de la précontrainte

L'entreprise a proposé des gaines couleur béton, plus discrètes, et un capot d'ancrage général des quatre têtes d'ancrage (photo 15).

La précontrainte longitudinale

Le procédé de précontrainte

L'entreprise a proposé de retenir des torons gainés graissés, individuellement protégés par une gaine PEHD et mis en œuvre dans une gaine PEHD générale, elle-même préalablement injectée au coulis de ciment.

Cette technique permet de tendre les torons les uns après les autres à l'aide des vérins monotoron (photo 16), ce qui est particulièrement intéressant dans le cas de la réparation d'un caisson ancien, pour lequel l'acheminement d'un vérin à l'intérieur n'a pas été pris en compte dans la conception initiale. Les torons ont été tendus à une seule extrémité.

Les supports de gaine

Pour supporter les gaines avant mise en tension de la précontrainte longitudinale, l'entreprise a choisi de tendre quatre torons provisoires par caisson (deux par âme). Cette disposition a permis, moyennant quelques étaitements ponctuels et des cales en bois d'assurer un support correct des gaines (photo 17).

Si on ne prend pas ces précautions la gaine lors du remplissage du coulis se déforme, et pendant la mise en tension, des contraintes importantes peuvent apparaître dans les gaines provoquant l'apparition de fissures. Un tel phénomène a déjà été constaté sur deux ouvrages.

Le phasage de mise en tension

Les câbles ont été tendus en plusieurs phases afin d'éviter une dissymétrie transversale trop violente en cours de mise en tension. Il est à noter que les mises en tension partielles ont été réalisées en ne tendant qu'une partie seulement des torons d'un câble, mais en les tendant à leur tension définitive. Le procédé de précontrainte proposé par l'entreprise en facilitant les mises en tensions, a rendu l'opération possible car il autorise un phasage de mise en tension en n'intervenant qu'une seule fois sur chaque toron.

Les conflits géométriques

Notons enfin que le risque de conflit géométrique entre la précontrainte transversale et la précontrainte longitudinale à l'intérieur du caisson (photo 18) a imposé une implantation particulièrement précise.

Les autres travaux

Le marché comprenait également le rebouchage des trous d'homme existants dans le hourdis inférieur et le percement de nouveaux trous moins accessibles aux vandales.

En effet, avant réparation l'ouvrage était très visité, des traces de feu sont même visibles à l'inté-

rieur d'un caisson. Après réparation, par la présence des câbles additionnels longitudinaux et transversaux aucun "visiteur" ne saurait être accepté.

Plutôt que de réaliser un cachetage général en mortier, pour protéger les têtes d'ancrage des barres de clouage des massifs d'ancrage, l'entreprise a utilisé un béton projeté taloché. En plus de l'épaisseur confortable de béton qui a été appliquée (15 cm en trois passes), cette finition s'avère tout à fait intéressante sur un plan architectural.

Les carottages que l'entreprise avait effectués pour les différents bétonnages, ont été comblés dès la fin du bétonnage sans reconstituer l'étanchéité définitive, afin de rétablir la circulation promptement et de ne pas connaître de phénomènes de gonfles intempestifs. La coupure de circulation de 10 jours pour les injections et mises en tension a permis de venir reprendre de façon soignée la continuité de l'étanchéité en asphalte, par des rustines à l'aide de chape préfabriquée. Cette période a également permis d'obtenir plus facilement les quelques centaines de kilogrammes d'enrobés chauds nécessaires à la reconstitution de la chaussée.

Le coût des travaux

Conclu pour un montant de 4,7 millions de francs TTC en novembre 1996, le marché de réparation de l'ouvrage a été soldé à l'été 1998 avec un avenant de 10 % dont la moitié résulte des trois mois et demi d'immobilisation des installations (dont le platelage accroché au caisson) pendant la récolte des betteraves.

Le coût des différents contrôles (y compris pour les études d'exécution) et instrumentations de l'ouvrage en cours de travaux réalisés dans le cadre du contrôle extérieur représente 15 % du montant de la réparation.

Les contrôles des travaux

Le contrôle extérieur des travaux a été exercé par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy (LRPC). Le présent article n'aborde que l'aspect extensométrique de ces contrôles, qui peut se décomposer en quatre parties, à savoir :

- ◆ l'étude des effets thermiques sur l'ouvrage (étude du gradient et cycle journalier des fissures) ;
- ◆ le suivi de la phase d'injection des fissures répertoriées lors des visites contradictoires ;
- ◆ le suivi de la mise en tension des précontraintes transversales et longitudinales ;
- ◆ les épreuves de chargement du viaduc.

Les objectifs étaient les suivants :

- ◆ conseiller et assister le maître d'œuvre dans ses décisions ;
- ◆ contrôler et évaluer l'efficacité des réparations et des différentes étapes des travaux de réparation.



Photo 16
Mise en tension à l'aide d'un vérin monotoron
Tensioning by means of a single-strand jack



Photo 17
Les gaines sont provisoirement supportées par des cales en bois posées sur deux torons spécialement tendus à cet effet
The ducts are temporarily supported by wooden blocks placed on two strands specially tensioned for this purpose

Les principes de l'instrumentation

Les objectifs de cette instrumentation étaient ambitieux, que ce soit par les enseignements recherchés, par la diversité des questions posées ou encore par la durée d'immobilisation du matériel. Les deux joints déjà instrumentés en 1992 ont été équipés de capteurs de déplacements et de jauges de déformation.

Chacun des deux joints a été équipé de la façon suivante :

- ◆ six couples jauges/capteurs sur le hourdis inférieur et les goussets (face extérieure). Les capteurs permettent le suivi du comportement du joint, une fois celui-ci ouvert, et l'association jauges/capteurs assurant le suivi de la "décompression" ou de la "recompression" des sections ;
- ◆ les goussets inférieurs et supérieurs et les âmes ont été dotés de 20 jauges de déformation afin de pouvoir suivre l'ensemble de la déformée. D'autre part, deux fissures longitudinales par caisson, ont été équipées de capteurs de déplacement (quatre capteurs par fissure).

Les effets thermiques, paramètre explicatif des phénomènes qui ont affecté l'ouvrage et dont l'étude est l'un des objectifs principaux de cette instrumentation, ont également été suivis par le biais de thermocouples placés aux deux joints de voussoirs retenus.

Les effets thermiques

Ce paramètre est fondamental à rechercher et à analyser dans la compréhension des désordres qui affectent un ouvrage de cette nature. D'autre part, il doit conditionner la phase d'injection des fissures.



Photo 18
Le risque de conflits géométriques entre les précontraintes transversale et longitudinale
Risk of geometrical conflict between transverse and longitudinal prestressing

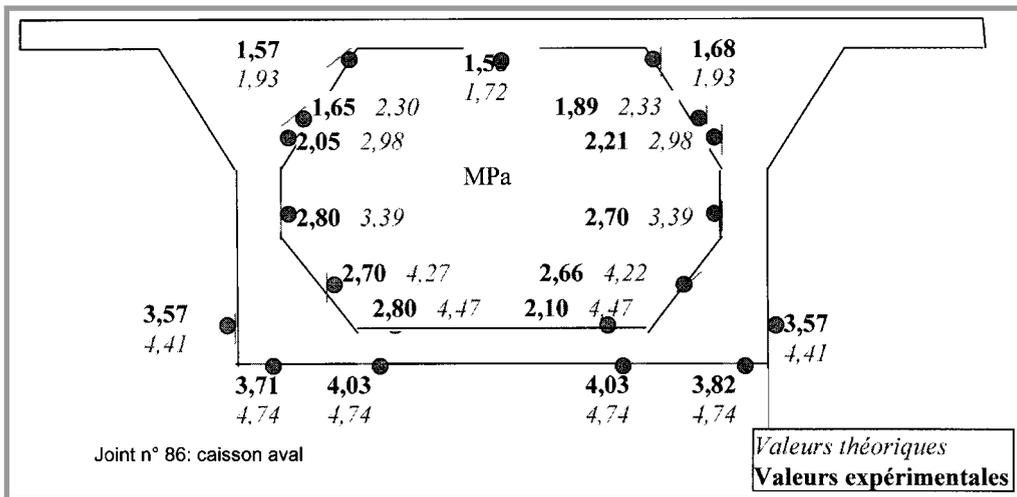


Figure 13
Variation de contrainte normale due à la précontrainte additionnelle
Normal stress variation due to additional prestressing



Cette étude a été menée pendant les 15 jours précédant l'injection, les points suivants étant à retenir :

- ◆ le profil de température mesuré sur la section est classique et conforme à celui de l'Eurocode ;
- ◆ les extréma de la température du béton sont décalés de quelques heures par rapport à ceux de la température extérieure, ce qui est classique. Les températures du hourdis inférieur sont particulièrement basses (5° environ) et avoisinent la température limite d'utilisation et de mise en œuvre des résines. Il aurait donc été préférable de pouvoir réaliser ce type de travaux à une autre époque de l'année.
- ◆ le gradient thermique est faible, environ 2°, ce qui est normal pour un mois de février ;
- ◆ les mesures réalisées ultérieurement pendant le chantier ont confirmé cette analyse initiale.

L'étude du cycle journalier des fissures sous effets thermiques

Cette étude a également été réalisée dans les 15 jours précédant l'injection. Elle souligne que :

- ◆ le souffle des fissures de joint est très faible ;
- ◆ l'association jauges/capteurs de déplacement donne, sur cette période d'apprentissage des phénomènes, des résultats assez proches des valeurs théoriques, ce qui traduit l'intégrité et le monolithisme du joint, et confirme les résultats de l'instrumentation de 1992 ;
- ◆ l'ouverture maximale des joints est observée vers minuit, et l'ouverture minimale vers 14 heures ;
- ◆ le souffle des fissures longitudinales instrumentées reste faible mais est nettement supérieur à celui des fissures de joint.

Cette étude, complétée par des calculs du CETE de l'Est, a permis au maître d'œuvre de préciser le protocole d'injection (cf. paragraphe "Le projet de réparation - L'injection des fissures").

L'injection des fissures

L'injection a donc été rendue difficile à la fois par la température extérieure, particulièrement basse à cette époque de l'année, et par la faible ouverture de la plupart des fissures. En particulier l'efficacité de l'injection des fissures transversales dans les joints est douteuse, ce qui était prévisible compte tenu de leur ouverture, et ne remet pas en cause le dimensionnement de la précontrainte additionnelle, compte tenu des hypothèses de calcul retenues.

La mise en tension des précontraintes additionnelles

De l'étude de cette phase, il ressort que :

- ◆ les effets du gradient thermique sur le déroulement de ces travaux et surtout sur les mesures sont négligeables ;
- ◆ les valeurs de recompression induites sont relativement proches de la théorie, les rapports moyens (mesures/théorie) étant voisins de 0,75 ;
- ◆ les fissures sont refermées, même s'il y a un doute sur l'efficacité de l'injection des joints instrumentés ;
- ◆ les rapports (mesures/théorie) les plus faibles sont concentrés au niveau de la face interne des goussets et du hourdis inférieurs. Ces singularités ont déjà été identifiées lors de l'instrumentation du pont de Rombas en Moselle ;
- ◆ le comportement des deux joints instrumentés est quasi identique.

La figure 13 (joint n° 86 : caisson aval) résume les valeurs de "recompression" déduites des mesures et les valeurs théoriques.

Analyse des épreuves de chargement de l'ouvrage

Les mesures réalisées lors des épreuves de chargement mettent en évidence que :

- ◆ les effets thermiques lors de ces essais ont été quasiment négligeables sur la structure ;
- ◆ les valeurs de déformation enregistrées et les contraintes ainsi déduites sont assez proches de la théorie. On notera une différence moyenne maximale de 25 % entre les valeurs expérimentales et la théorie ;
- ◆ le chargement progressif, induisant les sollicitations maximales dans les sections instrumentées, n'a consommé que 60 % de la réserve de compression amenée par la précontrainte longitudinale additionnelle. Pour mémoire, rappelons que ce moment maximum correspond à 93 % de A (L), ce qui est cohérent avec le fait que la précontrainte a été dimensionnée pour les convois exceptionnels ;
- ◆ l'allure des courbes témoigne du fonctionnement normal des joints instrumentés, du caractère monolithique et de l'intégrité des sections. En particulier, l'axe neutre mesuré correspond à l'axe neutre théorique.



Photo 19
Réparation terminée
Completed repair

CONCLUSION

Les résultats des essais et des contrôles montrent que les objectifs de la réparation ont été atteints, l'ouvrage a été remis en état et peut même supporter le passage de convois exceptionnels (photo 19).

Le bilan financier se solde par une légère augmentation des travaux de l'ordre de 5 %, si on exclut l'arrêt de chantier dû à la campagne betteravière. De tels résultats n'ont pas toujours été obtenus lors de réparations du même type. Il faut rechercher la clef de ce bilan positif dans la coopération efficace qui s'est instaurée entre les différents intervenants.

Une expérience française de près de 30 ans dans le domaine de la réparation a été un des facteurs de la réussite de cette opération. Elle a permis de suivre une méthodologie rigoureuse depuis l'expertise jusqu'aux travaux en passant par la mise au point du marché et la fixation des contraintes d'exécution et des garanties à apporter. Cela ne veut pas dire pour autant qu'aucun problème ne se soit posé durant les travaux, car malgré la rigueur des études des points de détails restent toujours à approfondir.

Chaque réparation par précontrainte additionnelle ressemble à la précédente, mais elle en diffère tout autant. Elle apporte donc un enrichissement à l'art de l'ingénieur dans le domaine de la réparation, mais également dans celui de la conception des ouvrages neufs.

ABSTRACT

The repair of the Châlons-en-Champagne bridge

D. Poineau, J.-M. Lacombe, G. Desgagné, C. Creppy, H. Marneffe, L. Duflot, P. Ribolzi, B. Vandeputte, Ph. Zanker

The Châlons-en-Champagne bridge is a prestressed concrete structure built by successive cantilevering in 1969. The presence of a network of cracks on the underside, transverse to the joints between the arch segments and longitudinal, led to the addition of further longitudinal and transverse prestressing outside of the concrete. The present article describes these repairs, from the discovery of the problems in 1983 until the end of the works. The article is not just descriptive; it shows the reasons for the different technical decisions made, analyses in detail the design features, and capitalises on the teachings of this experience.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Reparatur der Brücke von Châlons-en-Champagne

D. Poineau, J.-M. Lacombe, G. Desgagné, C. Creppy, H. Marneffe, L. Duflot, P. Ribolzi, B. Vandeputte, Ph. Zanker

Die Brücke von Châlons-en-Champagne ist 1969 im Freivorbau aus Spannbeton errichtet worden. Die Rißbildung in der Laibung, in Querrichtung zu den Fugen zwischen Wölbern und Längsträgern, hat in Längs- und Querrichtung zusätzliche, externe Beanspruchungen auf den Beton ausgeübt. Der vorliegende Artikel betrifft die Reparaturmaßnahmen seit der Feststellung der Probleme im Jahre 1983 bis zum Abschluß der Baustellenarbeiten. Er ist keine reine Beschreibung, sondern beinhaltet auch eine Rechtfertigung der verschiedenen Entscheidungen in technischer Hinsicht, eine detaillierte Analyse der baulichen Maßnahmen und eine Kapitalisierung der aus dieser Erfahrung gezogenen Lehren.

RESUMEN ESPAÑOL

Reparación del puente Châlons-en-Champagne

D. Poineau, J.-M. Lacombe, G. Desgagné, C. Creppy, H. Marneffe, L. Duflot, P. Ribolzi, B. Vandeputte y Ph. Zanker

El puente de Châlons-en-Champagne es un puente de hormigón pretensado construido por voladizos sucesivos en 1969. La presencia en el intradós de una red de fisuras, transversales a la perpendicular de juntas entre dodelas y longitudinales, ha conducido a incorporar pretensados adicionales exteriores con respecto al hormigón, así como longitudinales y transversales. El presente artículo describe esta reparación desde el descubrimiento de los desórdenes en 1983 hasta el final de las obras. El artículo no se limita únicamente a una descripción ya que justifica las distintas opciones técnicas, analiza detalladamente las disposiciones constructivas adoptadas e integra debidamente las enseñanzas que se han sacado de esta experiencia.

Le pont de Marboue

Confortement des fondations

Dans sa traversée du département d'Eure-et-Loir, la RN 10 franchit la rivière "le Loir" au centre du bourg de Marboue, agglomération de 1050 âmes située sur l'axe Chartres - Châteaudun qui ne possède qu'un seul ouvrage de franchissement.

La Direction Départementale de l'Équipement de l'Eure-et-Loir lance en avril 1997 un appel d'offres restreint pour les travaux de confortement des fondations et de réfection du tablier. Ces travaux sont confiés à l'entreprise Jean Lefebvre Centre - Pays de Loire et plus directement à son agence Génie civil basée à Blois pour un montant de 4 634 000 F HT.

■ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE À CONFORTER

L'actuel pont de Marboue construit en 1835 est un ouvrage en maçonnerie à cinq travées en plein cintre de 8 m d'ouverture donnant une longueur totale de 65 m (figure 1).

Les appuis en maçonnerie reposent sur des fondations en béton cyclopéen protégées par des pieux en chêne ancrés dans la craie caillouteuse altérée. Cent ans après la construction de l'ouvrage, la largeur entre parapets est portée de 7 à 11 m par la réalisation d'encorbellements, constitués de poutrelles métalliques enrobées, et de garde-corps architecturés en béton armé.

Le 15 août 1944, le pont de Marboue fut miné par

l'armée allemande et l'arche rive gauche partiellement détruite. Depuis 1945, cet ouvrage n'a pas fait l'objet de travaux d'entretien spécialisé.

■ NATURE DES TRAVAUX À RÉALISER

Ces travaux sont de trois types et le marché sera donc scindé en une tranche ferme et deux tranches conditionnelles.

Tranche ferme (figure 1)

Elle concerne la réalisation du confortement des fondations en exécutant des encadrements béton armé autour de chaque appui et la mise en œuvre de gabions entre ces encadrements. Suivant la nature des terrains rencontrés et surtout l'état des fondations existantes, des injections complémentaires sont envisagées.

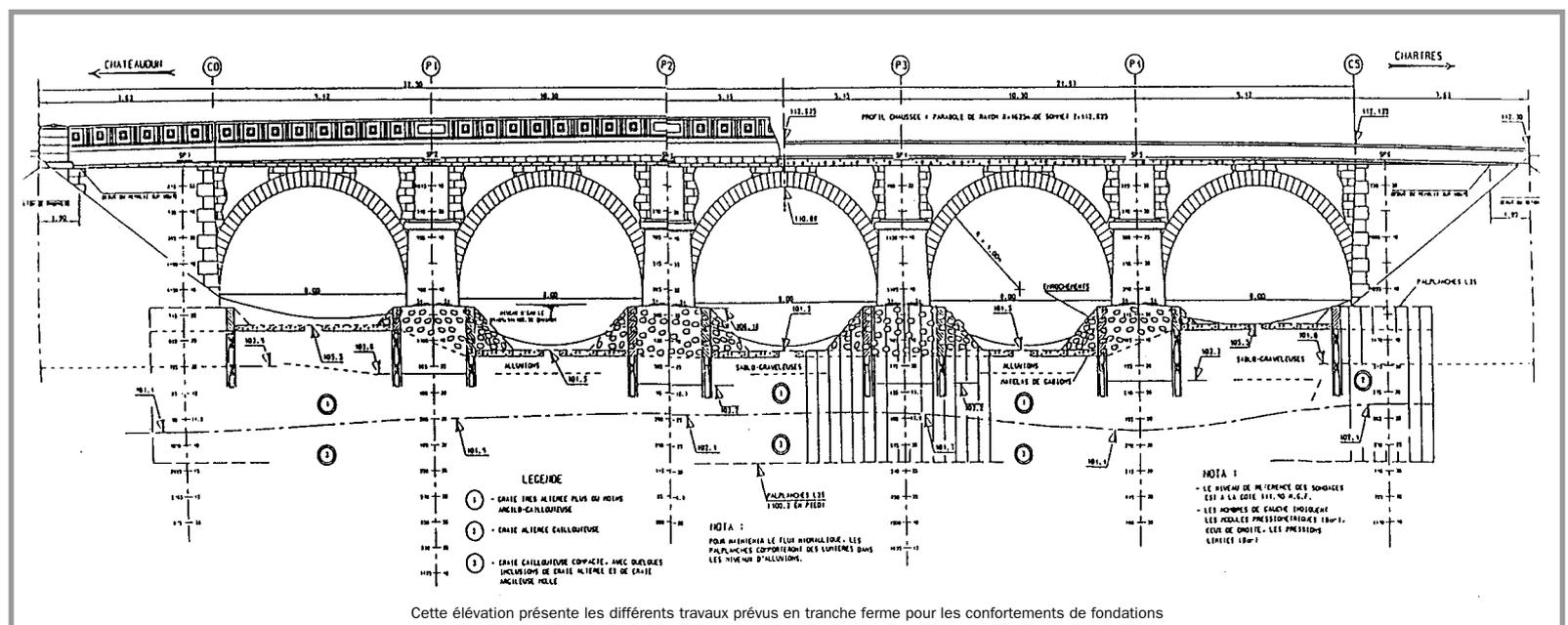
Tranches conditionnelles

La première tranche conditionnelle consiste à exécuter une passerelle piétonne provisoire à 200 m du pont, à l'emplacement d'un ancien gué de façon à maintenir en toute sécurité la circulation des piétons pendant la durée des travaux. La deuxième consiste à démolir le tablier existant pour reconstruire un nouveau tablier à l'aide d'éléments

Photo 1
Atelier de battage
des palplanches
Sheetpile
driving equipment



Figure 1
Élévation amont
Upstream elevation



Cette élévation présente les différents travaux prévus en tranche ferme pour les confortements de fondations

en Eure-et-Loir et réfection du tablier

Bernard Pujol



**CHEF DU SERVICE
DE LA ROUTE
ET DES ÉQUIPEMENTS
DDE Eure-et-Loir**

Didier Coudert



**CHEF DE CENTRE
Jean Lefebvre Centre -
Pays de Loire**

préfabriqués clavetés entre eux. Ensuite, viendront les nouvelles superstructures et la nouvelle chaussée (figures 2 et 3).

■ CONTRAINTES DE CHANTIER

Les contraintes imposées à ce chantier sont de différentes natures suivant qu'elles sont engendrées par la RN10, "le Loir", l'agglomération de Marboue ou l'architecte des Bâtiments de France, l'ouvrage étant situé dans le périmètre de protection d'un monument classé.

Le Loir impose, avec ses crues d'hiver et de printemps, la réalisation des travaux dans son lit au cours de l'automne. Compte tenu de la présence de bâti, le seul accès possible à l'ouvrage s'effectue par un terrain communal situé à l'aval du pont, rive droite.

La RN10 et ses 15 000 véhicules/jour dont 2 500 poids lourds, exige la réfection du tablier dans un temps réduit et avec un phasage très précis, afin de limiter au maximum la durée d'interdiction totale de circulation et de mise en alternat.

En accord avec les habitants de Marboue, la période commerciale la plus propice à la réalisation des travaux sur ouvrage étant le 1^{er} trimestre, les travaux de réfection du tablier devant y être réalisés concomitamment à une opération d'enfouissement des réseaux divers, pilotée par la municipalité. La réfection du tablier n'est envisageable qu'après confortement des fondations et mise en place de la passerelle provisoire.

Il s'en suit un planning qui démarre après les retours des vacances par la RN10 avec :

- ◆ la tranche ferme : trois mois ;
- ◆ la 1^{re} tranche conditionnelle : 1 mois ;
- ◆ la 2^e tranche conditionnelle : 3 mois dont un mois de fermeture totale à la circulation.

■ DÉROULEMENT DES TRAVAUX

Confortement des fondations (tranche ferme)

Après l'installation du chantier, en rive droite, à l'aval de l'ouvrage, sur un remblai d'apport pour échapper aux crues du Loir, les travaux débutent par la mise en place d'une estacade sur la moitié droite du lit de rivière. Sur la moitié gauche, on réalise à l'amont et à l'aval une digue en matériaux d'apport qui va servir de plate-forme de travail aux

équipes de battage de l'entreprise Jean Lefebvre Centre - Pays de Loire.

Il s'agit de battre transversalement à la rivière deux rideaux de palplanches L2S (L = 6,00 m) l'un à l'amont, l'autre à l'aval pour constituer, en provisoire un batardeau, en définitif une protection contre les affouillements (photo 1).

Un pompage permanent est nécessaire pour réaliser au sec les travaux sur une moitié d'ouvrage, soit autour d'une culée et de deux piles. Le terrassement permet le curage du lit du Loir, et la mise à nu de la fondation de la pile que l'on nettoie d'abord à l'eau sous pression puis à la boucharde pneumatique en prenant soin d'arracher les pieux bois qui constituaient l'ancien batardeau uti-

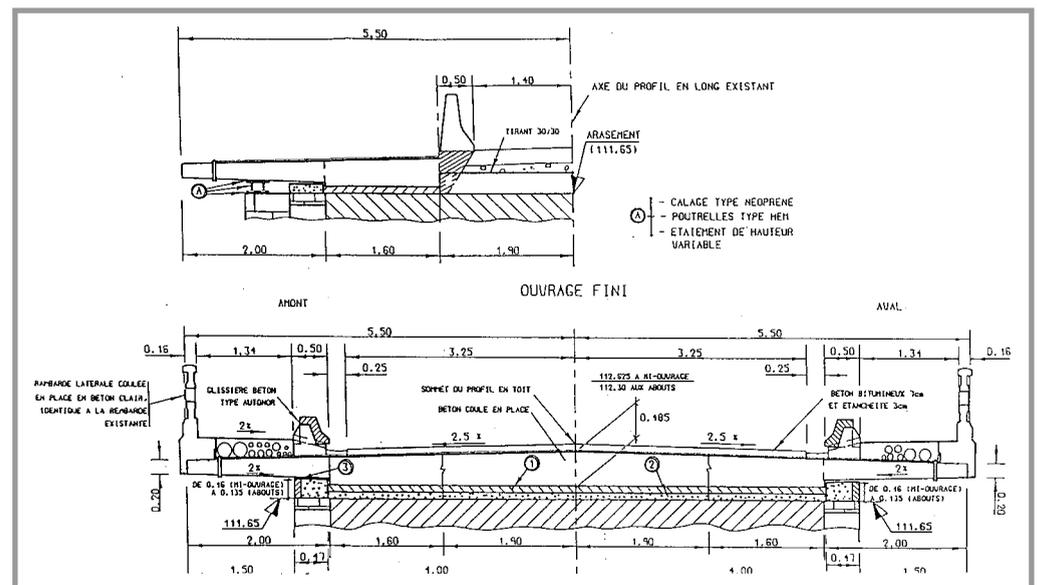


Figure 2
Coupes transversales
Cross sections

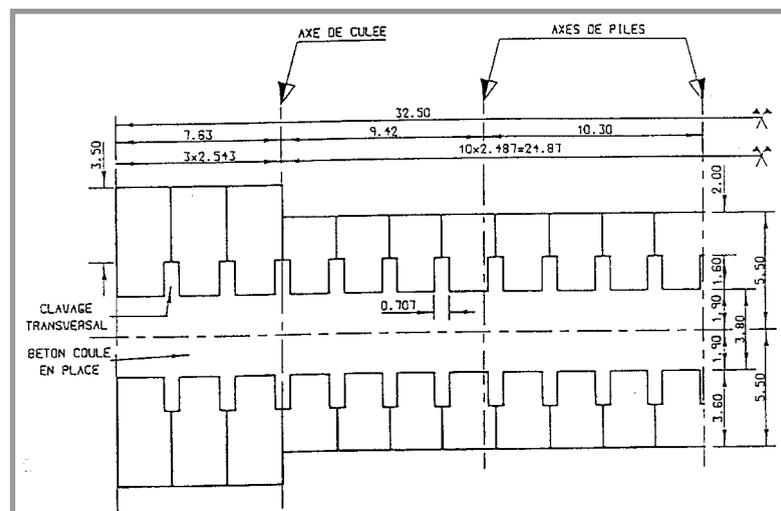


Figure 3
Vue partielle du calepinage des éléments préfabriqués
Partial view of arrangement of precast elements

Photo 2
Bétonnage d'un encastrement
sur la pile P1
Concreting
a cage on pier P1



Photo 3
Mise en œuvre
des matériaux calcaires
dans les paniers métalliques
Placing of limestone materials
in steel baskets



Photo 4
Pose des éléments préfabriqués
et ferrailage des clavetages
Placing of precast elements
and reinforcement of keys



► lisé pour la construction de chaque appui. Des connecteurs scellés dans cette fondation font la liaison avec l'encastrement en béton armé coulé autour de l'appui et joignant les deux rideaux de palplanches (photo 2). Ce travail à sec a, entre autres, permis de visualiser l'état des fondations et la nature des terrains du lit de la rivière si bien que l'on a pu économiser les injections complémentaires envisagées. Deux appuis consécutifs étant réalisés, on étale une couche de matériaux sains sur le fond du lit de la rivière entre les deux encastements. Cette

couche de propreté sert à la mise en place d'un matelas de gabions remplis d'enrochements calcaires. Enfin, après recépage des rideaux de palplanches, chaque appui est protégé par la mise en place sur la périphérie d'un enrochement calcaire. La digue peut alors être transférée dans la moitié gauche du lit de la rivière (photo 3).

L'estacade permet l'écoulement du flux du Loir pendant les travaux et le repli de la digue depuis la rive gauche jusqu'à la rive droite. La seconde moitié des travaux étant réalisée, il ne reste qu'à procéder au repliement de l'estacade. On aura pris le soin de profiter des digues pour réaliser le nettoyage et le rejointoiement des maçonneries des piles, des culées et des voûtes.

Cette phase de travaux représente 55 % du montant total du marché. Elle a été réalisée dans le délai des trois mois impartis à compter du 8 septembre 1997.

Construction d'une passerelle **(1^{re} tranche conditionnelle)**

Nous ne développerons pas cette 1^{re} tranche qui a été réalisée avant d'entreprendre la démolition du tablier en décembre 1997 dans les délais impartis.

Réfection du tablier (2^e tranche conditionnelle)

Les itinéraires de déviation définis, les déviations PL - VL mises en place, dans les deux sens de circulation, les travaux de démolition et réfection du tablier commencent le 5 janvier 1998 pour une durée de trois mois.

La démolition mécanique de l'ancien tablier à la pince hydraulique s'est effectuée sans problème particulier, les encorbellements étant indépendants par travée, conformément aux plans de l'époque. Par contre, dès le début de la pose du parement de pierre pour reprofilage des tympanes, une période de gel a paralysé le chantier pendant deux semaines.

Le profil en long antérieur de l'ouvrage, plat, génèrait de nombreuses infiltrations dans le corps des voûtes. On a donc donné au nouveau tablier un profil en long en toit.

Ce tablier est constitué d'éléments préfabriqués en béton armé posés à la grue sur un béton de propreté puis clavetés transversalement et longitudinalement par un béton coulé en place. Son délai de séchage a permis la pose, hors circulation, des trois quarts des panneaux de garde-corps (photo 4).

Le mode opératoire et le phasage envisagés initialement ont été adaptés aux aléas de la météorologie afin de limiter au maximum le délai de fermeture totale de l'ouvrage à la circulation (cinq semaines effectives).

Ainsi, le maître d'œuvre a décidé de rétablir la



Ouvrage terminé
Completed structure

circulation sur une couche de roulement provisoire mise en œuvre sur un géotextile. Ensuite, les travaux de superstructures ont été réalisés par demi-largeur d'ouvrage, les ouvriers travaillant en toute sécurité hors circulation. La chape d'étanchéité prévue en asphalte a été réalisée en feuille préfabriquée pour s'affranchir des problèmes de raccords.

Les corniches garde-corps préfabriquées en usine respectent le style du garde-corps antérieur et correspondent aux demandes de l'architecte des Bâtiments de France.

La pose des bordures de trottoir chasse-roues est motivée par la nécessité de mettre en place des dispositifs tendant à diminuer la vitesse des automobilistes.

Le pont de Marboue est aujourd'hui entièrement rénové et intégré à l'opération d'aménagement de la traversée de Marboue en ayant entraîné, pour les usagers, une gêne limitée.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Etat - Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports

Maitre d'œuvre

DDE de l'Eure-et-Loir

Entreprise

Jean Lefebvre Centre - Pays de Loire – Agence Génie civil de Blois

ABSTRACT

**The Marboue Bridge in the Eure-et-Loir region
Strengthening of foundations and reconstruction of deck**

B. Pujol, D. Coudert

This renovation project concerns the masonry structure which enables highway RN 10 to cross the Loir River in the Eure-et-Loir department. It includes, firstly, a firm section which corresponds to the strengthening of the foundations by the provision of reinforced concrete caging around each support and, secondly, two conditional sections which, in the first case, involves the setup of a temporary pedestrian walkway and, in the second case, the demolition and reconstruction of the reinforced concrete deck.

The different external constraints and the scheduling they required made this project, completed in the winter, more complicated although many of the techniques used were simple.

DEUTSCHES KURZREFERAT

**Die Brücke bei Marboue im Departement Eure-et-Loir
Verstärkung der Fundamente und Instandsetzung der Fahrbahntafel**

B. Pujol, D. Coudert

Diese Sanierungsarbeiten sollen an der gemauerten Überquerung des Flusses Loir der Nationalstraße RN 10 im Departement Eure-et-Loir durchgeführt werden. Sie beinhalten einen fest abgeschlossenen Anteil mit der Verstärkung der Fundamente in Form einer Stahlbetonummantelung der Auflager, aber auch zwei bedingte Bauabschnitte : erstens den Bau einer vorläufigen Fußgängerbrücke und zweiten den Abbruch und Neubau der Fahrbahndecke aus Stahlbeton.

Die von außen vorgegebenen Auflagen und der sich daraus ergebende Terminplan erschweren diese für den Winter geplanten Bauarbeiten, obwohl die zahlreichen eingesetzten Techniken einfach sind.

RESUMEN ESPAÑOL

**El puente de Marboue en Eure-et-Loir
Consolidación de los cimientos y refacción del tablero**

B. Pujol y D. Coudert

Estas obras de renovación corresponden a la estructura de la obra de fábrica que permite a la Carretera Nacional RN 10 salvar el río Loir en el departamento del Eure-et-Loir. Consta, en primer lugar de una trinchera firme que corresponde a la consolidación de los cimientos por ejecución de un recinto de hormigón armado en torno de cada apoyo; por otro lado, dos trincheras condicionales que constituyen, para la primera, la implementación de una pasarela para peatones provisional y para la segunda, el derribo y la reconstrucción del tablero de hormigón armado.

Los diferentes imperativos exteriores y la planificación que de ello se deriva han hecho de estas obras, ejecutadas en invierno, las más complicadas a pesar de que las numerosas técnicas aplicadas sean sencillas.

La rénovation du pont

Le remplacement de la suspension

A la suite de la rupture d'un des 60 torons élémentaires du Pont de Tancarville, la Chambre de Commerce et d'Industrie du Havre lançait en 1995 une opération d'envergure, sous maîtrise d'œuvre DDE, consistant à remplacer la suspension du plus grand pont suspendu français, en maintenant la circulation. Le groupement d'entreprise Dumez GTM - Baudin Châteauneuf, attributaire du marché, a donc mis en œuvre une solution consistant à doubler la suspension ancienne. Une fois les nouveaux câbles et les nouvelles suspentes mis en place, le transfert de charge de l'ancienne suspension à la nouvelle a pu s'opérer en sollicitant la structure du pont - pylônes et tablier - grâce aux calculs aux grands déplacements, ce pour minimiser le matériel hydraulique et accélérer la mise en sécurité de l'ouvrage. Une fois l'ancienne suspension déchargée, l'opération comprenait aussi le démontage de cette dernière et la mise en peinture des nouveaux éléments.

■ RAPPEL HISTORIQUE

En juillet 1995, survenait la rupture d'un des 60 torons de 72 mm de diamètre composant la nappe amont du pont de Tancarville. Cette rupture faisait suite à un phénomène de corrosion fissurante, constaté sur l'ouvrage depuis les années soixante-dix. Les causes principales du développement de ce phénomène étant l'absence de galvanisation sur les fils constitutifs des câbles et l'ambiance très corrosive de la région de Tancarville : air salin et pétrochimie de la vallée de Seine.

A l'issue d'une consultation en procédure d'urgence sur solution "performantielle", le marché de changement de la suspension était attribué au groupement Dumez GTM - Baudin Châteauneuf.

Simultanément la Chambre de Commerce et d'Industrie du Havre assistée de la DDE de Seine-Maritime et d'un collège d'experts, poursuivait une analyse détaillée de l'ouvrage pour vérifier son comportement dynamique.

■ GÉNÉRALITÉS SUR L'OUVRAGE

(photo 1)

Le pont de Tancarville, avec ses 608 m de travée centrale et deux travées latérales de 176 m, est le plus long pont suspendu français. Les pylônes sont en béton armé et présentent une hauteur de 125 m. Le poids propre du tablier atteint 12 000 t. Les câbles porteurs sont constitués de deux faisceaux de 60 torons chacun. Chacun présente un diamètre de 72 mm et sont constitués de 168 fils unitaires. Le poids propre de l'ancienne suspension (suspentes et câbles porteurs) représente 3 200 t de câbles. A sa conception, le changement de la suspension n'avait pas été pris en compte.

■ UN CHANTIER TRÈS CONTRAIGNANT

Le remplacement de suspension s'effectue sous circulation permanente ramenée de quatre voies à deux voies pendant la plus grande partie de la durée des travaux. Des coupures de circulation ne sont autorisées que huit nuits pour la durée totale des travaux. Deux types de contraintes en découlent :

- ◆ des contraintes en terme de sécurité, tant pour les usagers du pont que pour les personnes travaillant à côté de la circulation ;

- ◆ des contraintes au niveau de la structure. En effet, il a fallu intégrer dans toutes les phases de montage et de transfert de charge les effets des charges routières. Les conséquences sont multiples et variées : intégration des charges routières dans tous les calculs du phasage de transfert de charge, nécessité de bloquer et régler les nouvelles nappes en cours de constitution sur des pylônes oscillant sous les charges routières, etc.

D'autre part, des travaux de cette ampleur sont particulièrement compliqués par les conditions météorologiques souvent imprévisibles et violentes dans cette région.

■ LE PRINCIPE DE REMPLACEMENT

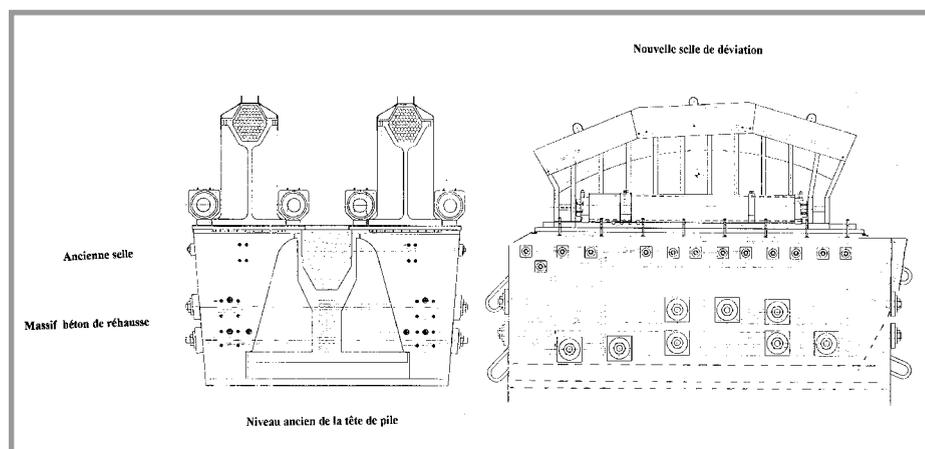
Il s'agit de lancer une deuxième suspension que l'on accroche au tablier et aux ancrages existants puis d'effectuer un transfert de charge du tablier de l'ancienne suspension à la nouvelle. Enfin, on démonte l'ancienne suspension. Selon ce prin-



Photo G. Forquet (Setra-CTOA)

Photo 1
Vue du pont de Tancarville depuis la rive gauche
View of Tancarville Bridge from the left bank

Figure 2
Plan d'ensemble
nouvelle tête de pylône
General plan
of new tower head



de Tancarville

cipe, l'ouvrage évolue en permanence vers une augmentation de sécurité, ce qui est primordial pour ce type de travaux.

■ LES CHOIX TECHNIQUES

La double suspension (figure 1)

Le principe mis en œuvre consiste à substituer une nappe de câbles par deux demi-nappes placées de part et d'autre de chacune des anciennes nappes. Cette disposition est due aux variations d'altitude des câbles pendant le transfert. En effet, les nouvelles nappes voient leur altitude par rapport au tablier au milieu de l'ouvrage baisser de 5,2 m pendant que l'ancienne nappe de câbles remonte de 3 m. Une telle disposition permet donc un croisement des deux suspensions.

Le remplacement de 60 torons diamètre 72 mm par 2 x 90 torons diamètre 40 mm

En extrémité, chaque ancien toron est ancré sur trois barres d'ancrage. Les nouveaux torons sont ancrés sur une barre d'ancrage. Ce système triple donc le nombre de torons unitaires, mais permet de faire coexister les deux suspensions sur les mêmes barres d'ancrage. Cette solution, exclusivité du groupement GTM - Baudin Châteauneuf a été, à cette occasion, brevetée (photo 2).

L'accrochage en pied de suspente

Les suspentes anciennes étaient accrochées au tablier par des étriers qui s'enroulent dans une cale oscillante. Cette disposition permet d'assurer une double articulation du pied de suspente (figure 1) : déplacement des câbles soumis aux vents transversaux par rapport au tablier et déplacement relatif du tablier par rapport à la suspension quand il se dilate. Il fallait donc assurer le même fonctionnement avec trois suspentes. Le groupement a donc choisi de remplacer la pièce d'enroulement à une gorge par une pièce d'enroulement à trois gorges.

La modification des têtes de pylône (figure 2 et photo 3)

En tête de pylône, le passage des nouveaux câbles imposait un aménagement important, du fait du peu d'espace disponible pour implanter une nou-



Photo G. Forquet (Setra-CTOA)

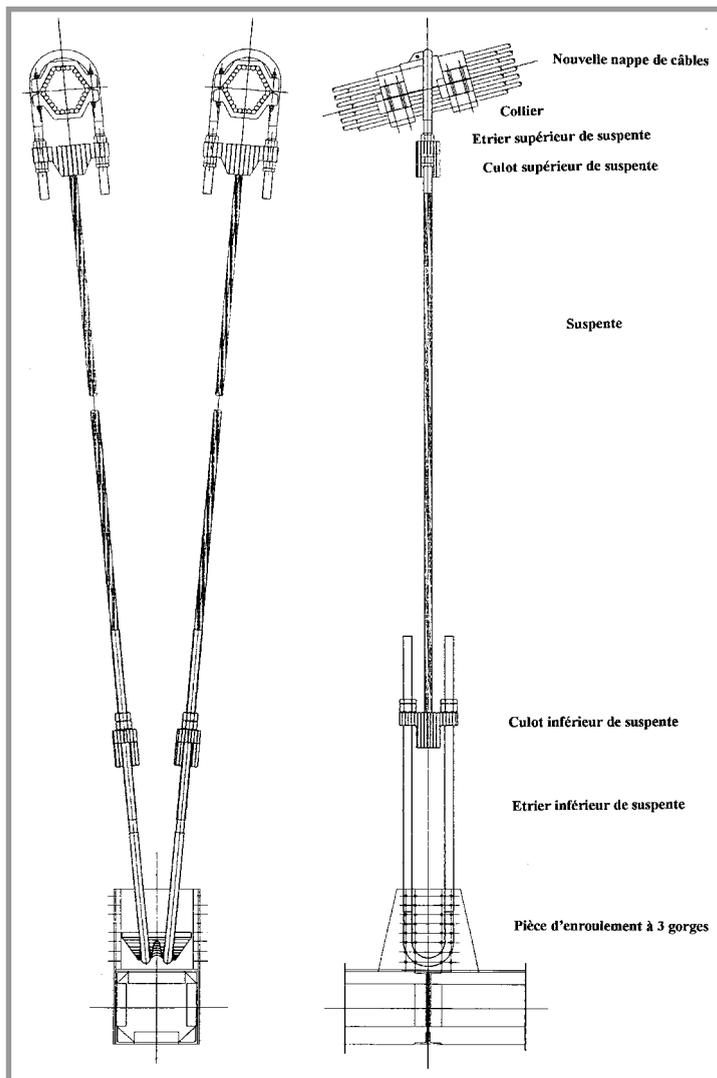


Figure 1
Plan d'ensemble
suspentes nouvelles
General plan
of new hangers

Photo 2
Ancrages
des nouveaux câbles
Anchoring of new cables

Paul Pous



CONTRÔLEUR PRINCIPAL
TPE
DDE Seine-Maritime

Antoine Grange



DIRECTEUR DE TRAVAUX
Dumez GTM

Damien Colombot



INGÉNIEUR
PILOTE TECHNIQUE
Baudin Châteauneuf

Eric Joly



CHEF DE PROJET -
ÉTUDES
BET Dumez GTM



Photo G. Forquet (Setra-CTOA)

Photo 3
Levage d'une selle de déviation en tête de pylône. Arrivée en tête avant rotation de 90° et pose
Lifting a deviation saddle to the top of the tower. At the top, before 90° rotation and placement

Photo 4
Installations en tête de pylône. Portiques de manutention et plate-forme
Installations on top of tower. Handling gantries and platform



Photo P. Boulen (Fotographic)

velle suspension. Le principe a consisté à rehausser la tête de pylône avec un massif en béton précontraint agrafé sur la selle de déviation du câble existant, puis à poser deux nouvelles selles de déviation pour les nouveaux câbles. Les dispositifs de glissement imposent un entre-axe de 1,88 m pour les nouveaux câbles.

Dans les chambres d'ancrages

La coexistence de la nouvelle et de l'ancienne suspension et la nécessité de séparer les nouveaux câbles en deux faisceaux conduit à réaliser une déviation angulaire des nouveaux torons dans les chambres d'ancrage. Ceci est obtenu à l'aide d'un cadre déviateur qui assure également l'absence de flexion trop importante des barres d'ancrage préjudiciable à la bonne tenue de l'ouvrage.

Les colliers d'accrochage des suspentes à la nappe (figure 1)

Ces colliers sont constitués d'une mordache de serrage sur le faisceau de câble qui supporte un étrier. L'étrier permet d'assurer le rôle d'articulation. Cette solution technique qui a fait ses preuves est reconduite à l'identique pour la nouvelle suspension.

La protection contre la corrosion

Lors du câblage, cette galvanisation est préservée grâce au dispositif anti-frottement installé sur la câbleuse de Baudin Châteauneuf pour la réalisation des câbles du pont de Tancarville. Enfin, lors de leur mise en place, les torons sont lancés dans une gouttière en PEHD et sur des rouleaux en polyamide qui ne dégradent pas la galvanisation. Une fois la nappe constituée, elle reçoit une protection périphérique composée de trois couches de brai-

vinyle. De plus, en partie supérieure le câble est mastiqué avec un mastic vinylique. Ainsi les câbles sont protégés en partie supérieure et laissent l'humidité s'évacuer en partie inférieure. L'utilisation de peinture au brai-vinyle permet, outre une bonne tenue dans le temps, d'avoir une peinture souple qui accepte les mouvements de la nappe sans s'altérer.

LES ÉTUDES GÉNÉRALES

La répartition des études

Le bureau d'études Dumez GTM a pris en charge :

- ◆ les calculs au grands déplacements, efforts généraux en service et en cours de travaux ;
- ◆ la justification de l'ouvrage pendant les phases de transfert et en service ;
- ◆ les calculs et la conception des massifs en Béton des têtes de pylône et des chambres d'ancrage.

Le bureau d'études Mécanique de GTM :

- ◆ le système de mobilité des selles en tête de pylône.

Le bureau d'études réparation des ouvrages d'art Baudin Châteauneuf :

- ◆ la conception et le calcul des pièces définitives de la suspension ;
- ◆ la conception et le calcul des moyens d'accès en tête de pylône et de la passerelle à câble ;
- ◆ la conception des méthodes et des matériels pour le lancement des câbles, le transfert de charge, le démontage de l'ancienne suspension et l'équilibrage de la nouvelle suspension.

Le bureau de méthode du chantier :

- ◆ la conception des moyens d'accès complémentaires (pieds de suspentes, chambres d'ancrages...);
- ◆ la participation aux méthodes pour le lancement de la nouvelle suspension et le démontage de l'ancienne.

Les calculs généraux

Face à une option "classique" coûteuse et difficile à mettre en œuvre qui aurait consisté à équiper de vérins hydrauliques à la fois l'ancienne et la nouvelle suspension et à assurer un transfert de charge progressif, le BET de Dumez GTM a mis en œuvre dès l'appel d'offres des calculs innovants aux grands déplacements pour justifier et mettre au point la solution pour le remplacement de la suspension. Dans une solution "classique", les déformations des structures en place (pylônes et tablier) restent quasi nulles, cette méthode ne génère donc aucune surcontrainte dans les pylônes et le tablier, et ne nécessite donc pas de calculs de structures élaborés.

A l'inverse, l'utilisation du programme de calcul (GP 3D) de l'entreprise, dédié aux grands ouvrages sus-

pendus et/ou haubanés, a permis de profiter des possibilités de déformation de la structure et de mettre au point un phasage minimisant l'équipement nécessaire et optimisant la sécurité tout au long du transfert.

Le principe de base de cette solution est d'attendre que les nouvelles suspentes soient installées et tendues, l'ouvrage étant alors en sécurité, avant d'intervenir sur l'ancienne suspension fragile. Mais, bénéficiant à un moment donné d'une double suspension, le pont subit des efforts inhabituels : le tablier remonte de près de 2,50 m en son point central et les pylônes s'incurvent de 0,30 m en leur sommet. Puis, au retrait des anciennes suspentes, le pont retrouve sa position initiale. La difficulté réside alors dans le calcul des déformations que peut supporter le pont sans courir de risques, et à doser en conséquence les interventions sur les suspentes neuves et anciennes pendant le transfert. Avantages de cette formule, les équipements sont réduits, la réalisation simplifiée et la sécurité nettement augmentée.

Il a fallu aussi préserver les pylônes des efforts excessifs provoqués par les variations de tension des câbles porteurs anciens et nouveaux pendant le transfert. L'utilisation de selles de déviation mobiles à déplacement contrôlé a permis de minimiser la flexion des pylônes tout en s'affranchissant des déplacements anarchiques des selles sous charge de trafic.

Les calculs en "grands déplacements" ont non seulement servis à justifier l'ouvrage avec sa double suspension pendant toutes les phases du transfert de charge sous les cas de charge réglementaires, mais aussi à anticiper des problèmes de méthode liés aux réglages des câbles, mouvements des selles mobiles sur pylône, non glissement des câbles sur les selles, croisement des nappes, etc. Les calculs pendant les phases de transfert ont été effectués sur un modèle 3D à barres et à câbles, qui intégrait les deux anciennes nappes de câbles et leurs suspentes alors que les quatre nouvelles nappes (deux de chaque côté) étaient modélisées par un seul câble pour chaque côté. Le tablier était modélisé par une file de poutres équivalentes.

■ LE MONTAGE DE LA SUSPENSION

Les dispositifs d'accès

Les conditions de travail sous circulation et la nécessité d'accéder en tous points des câbles ont entraîné la conception de moyens d'accès aux postes de travail spécifiques à l'ouvrage.

Des passerelles entourant la totalité du sommet de chaque pylône ont été mises en place. Constituées de deux moitiés symétriques, d'un poids total de 40 t, elles ont été hissées de nuit sous



Photo G. Forquet (Setra-CTOA)

couverture complète de circulation (photo 4). D'autre part en travée centrale et en travée latérale, des passerelles à câbles ont été tendues. Elles sont constituées de six câbles porteurs enveloppés de paniers grillagés placés bout à bout pour former la passerelle (photo 5).

La mise en place des câbles

Les câbles sont tirés dans une passerelle à câble d'une rive à l'autre au moyen d'un treuil et d'un câble sans fin. Chaque câble possède son ancrage à une extrémité et une surlongueur à l'autre extrémité.

Une fois l'extrémité du câble arrivée sur l'autre rive, il est ancré à cette extrémité puis mis à sa place dans le faisceau. On procède alors successivement à son réglage en travée rive droite, en travée centrale et enfin en travée rive gauche. Le réglage dans chaque travée se fait à la flèche. Cette opération permet d'obtenir malgré les déviations en tête de pylône et dans les ancrages une même tension dans chaque toron. Rendue délicate par les conditions météorologiques (vent, soleil), elle doit cependant être réalisée avec le plus grand soin. Lorsque le réglage est terminé, le câble est mesuré, son extrémité libre est coupée et culottée (coulage de zinc fondu dans le culot d'ancrage où sont repliés les fils du câble) (photo 6). Enfin, le câble est ancré sur les barres de la chambre d'ancrage rive gauche (photo 2).

Les suspentes sont mises en place avec leur collier au moyen d'une grue pour les plus courtes et hissées avec un chariot qui roule sur la nappe et un treuil pour les suspentes les plus longues.

Photo 5
Passerelle à câble en travée latérale. Préparation au lancement

Cable gangway on side section. Preparation for launching



Photo P. Boulen (Fotographic)

Photo 6
Culot d'ancrage de câble porteur avant coulage de zinc

Anchoring socket for carrying cable before pouring of zinc



Photo 8
Portion de câble ancien après dépose
Portion of old cable after removal

Câbles

Les anciens câbles sont évacués un par un simultanément côté aval et amont. En travée latérale où la passerelle à câble se trouve sous la nappe, le câble est moulé dans la passerelle et évacué sur le tablier. En travée centrale, un système de goulotte suspendue à la nappe permet cette opération. Après dépose, l'examen visuel des câbles confirmera de très nombreuses ruptures de fils (photos 7 et 8).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitrise d'ouvrage

Chambre de Commerce et d'Industrie du Havre

Maitrise d'œuvre

Direction départementale de l'Équipement de Seine-Maritime

Entreprise principale

Groupement Dumez GTM (mandataire) - Baudin Châteauneuf (pilote technique)

Bureaux d'études

- BET Dumez GTM
- BET Baudin Châteauneuf

Principaux fournisseurs

- Baudin Châteauneuf : câbles
- Tréfileurope : suspentes
- Manoir Industries, Hachette et Driout, Feursmétel, Ferry Capitain : acier moulé
- Enerpac, AMS : matériel hydraulique

ABSTRACT

Renovation of Tancarville bridge. Replacement of suspension

P. Pous, A. Grange, D. Colombot, E. Joly

After the breaking of one of the 60 elementary strands of the Tancarville Bridge, the Le Havre Chamber of Commerce and Industry initiated, in 1995, a far-reaching operation under the control of the regional Departmental Directorate of Infrastructures (DDE), consisting of the replacement of the suspension on one of France's biggest suspension bridge, without disturbing traffic. The Dumez GTM – Baudin Châteauneuf consortium, awarded the contract, thus applied a solution consisting in duplicating the old suspension. Once the new cables and the new hangers were in place, load transfer from the old suspension to the new could be accomplished while subjecting the structure of the bridge - towers and deck - to loads based on careful calculations, in order to minimise the hydraulic equipment and accelerate the restoral of the structure to safe operation. Once the old suspension was unloaded, the operation also included its dismantling and the painting of new elements.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Sanierung der Brücke von Tancarville Austausch der Beseilung

P. Pous, A. Grange, D. Colombot, E. Joly

Im Anschluß an den Buch einer der 60 Elementarlitzen der Brücke von Tancarville hat die Industrie- und Handelskammer von Le Havre 1995 eine umfangreiche Sanierungsmaßnahme unter Federführung der departementalen Straßenbaubehörde veranlaßt, und zwar die Erneuerung der Beseilung der größten französischen Hängebrücke bei Aufrechterhaltung des Verkehrs. Die hiermit beauftragte Arbeitsgemeinschaft Dumez GTM – Baudin Châteauneuf hat ihre Lösung in Form einer Verdoppelung der bestehenden Beseilung umgesetzt. Als die neuen Kabel und Hänger montiert waren, konnte dank der Berechnungen die Last unter Beanspruchung der Brückenstruktur – Pylone und Fahrbahntafel – von der alten Beseilung auf die neue übertragen werden, so daß hydraulisches Mate-

rial gespart und die Wiederherstellung der Bauwerkssicherheit beschleunigt werden konnten. Sobald die alte Beseilung entlastet war, wurde sie im Rahmen der Maßnahme demontiert und die neuen Komponenten angestrichen.

RESUMEN ESPAÑOL

Renovación del puente de Tancarville. La sustitución de la suspensión

P. Pous, A. Grange, D. Colombot y E. Joly

A raíz de la ruptura de uno de los 60 cables elementales del puente de Tancarville, la Cámara de Comercio y de Industria de Le Havre inició, en 1995 una operación de gran envergadura, bajo la dirección contractual y técnica del Ministerio de Obras Públicas de Francia (DDE), que ha consistido en sustituir la suspensión del mayor puente colgante francés, continuando el tráfico rodado. La agrupación de empresas Dumez-GTM - Baudin Châteauneuf, titular del contrato, ha puesto en aplicación una solución que ha consistido en duplicar la suspensión antigua. Una vez instalados los nuevos cables y los nuevos tirantes verticales, la transferencia de cargas de la antigua suspensión a la nueva se ha podido efectuar solicitando la estructura del puente - torres y tablero - debido a los cálculos de los grandes desplazamientos, para reducir al mínimo el material hidráulico y acelerar la seguridad de la estructura. Una vez descargada la antigua suspensión, la operación ha incluido también su desmontaje y la pintura de los nuevos elementos.

Le changement de la Lorois sur la rivière

Le pont Lorois est un pont suspendu qui permet à la RD 781 de franchir la rivière d'Étel entre Plouhinec et Belz dans le département du Morbihan. Les câbles présentaient de nombreux fils rompus. L'article décrit la mise au point du projet de réparation de l'ouvrage et l'exécution des travaux qui concernent la réalisation de nouveaux massifs d'ancrage, ainsi que la mise en place d'une nouvelle suspension. Les massifs d'ancrage sont cloués au rocher par des tirants précontraints et reliés, par paires, par précontrainte transversale. La suspension est réalisée en câbles clos. Le délais d'exécution global, les périodes d'interruption partielle et totale de circulation initialement convenus ont été respectés, comme l'ont été les enveloppes financières.

■ PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ACTUEL

Le pont Lorois (photo 1) est situé sur un axe routier important assurant les liaisons entre Lorient à l'ouest, et le secteur de Quiberon et de Carnac à l'est. Le trafic est proche de 10 000 véh./jour avec des pointes estivales dépassant 15 000 véh./jour. C'est donc peu dire que la recherche technique a été fortement influencée par l'impérative nécessité de troubler le moins possible l'usage normal de cet ouvrage.

Le pont Lorois porte une chaussée de 6,00 m et deux trottoirs de 1,50 m chacun ce qui lui confère une largeur utile de 9,00 m. Reconstitué en 1955, en remplacement d'un précédent pont suspendu détruit par fait de guerre, il en conserve les maçonneries d'assise des pylônes ainsi que les travées d'accès en maçonnerie.

En rive gauche, côté Belz, les travées d'accès comportent trois voûtes de 4,30 m d'ouverture, un massif plein de 25 m de longueur, une petite voûte de 2,00 m d'ouverture et environ 15 m de murs en retour.

En rive droite, côté Port Louis, les travées d'accès comportent six voûtes de 4,30 m, un massif plein de 25 m de longueur, une petite voûte de 2,00 m d'ouverture et environ 30 m de murs en retour en maçonnerie, constituant l'amorce d'une courbe serrée.

Les petites voûtes de 2 m d'ouverture servaient de passage pour les poutres transversales portant les ancrages du premier pont suspendu à tablier bois. L'exploitation qui a été faite de la présence de ces deux voûtes sera décrite plus avant.

L'ouvrage initial étant moins large, les travées d'accès comportent des dalles d'élargissement en béton armé.

La travée suspendue comporte une portée de 115,20 m. Le tablier est constitué par deux poutres latérales métalliques à âme pleine de 2,30 m de hauteur, intégrant les attaches basses des suspentes et un platelage en dalle de béton armé supporté par des pièces de pont et des longerons métalliques.

La suspension comporte par poutre un faisceau unique de sept câbles en fils ronds de 70 mm de diamètre, jointifs et groupés en hexagone (figure 1).

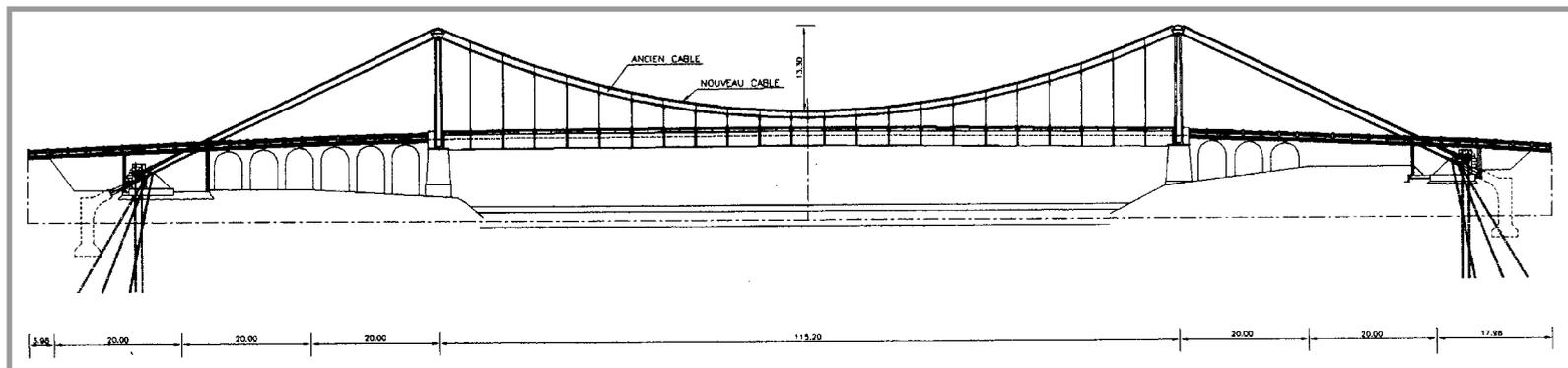


Photo 1
Vue générale de l'ouvrage après travaux
General view of structure after works



Photo 2
Détail de la corrosion des câbles sous collier des suspentes après démantèlement
Detail of the corrosion of cables under hanger collars after dismantling

Figure 1
Élévation générale de l'ouvrage
General elevation of structure



suspension du pont d'Etel (Morbihan)

Daniel Guillot
INGÉNIEUR
CETE de l'Ouest



Roger Castel
SUBDIVISIONNAIRE
DDE du Morbihan



Dans la travée, chaque câble présente une flèche de 12,93 m. Chaque poutre est portée par vingt-deux suspentes. A l'origine, en câble, les suspentes ont été remplacées par des barres à l'exception des deux suspentes les plus courtes au voisinage de la clé (figure 2). Les câbles passent sur pylône dans des selles fixes en acier moulé. Les pylônes en béton armé sont articulés à leur base.

Les câbles de retenue sont ancrés dans des puits en béton armé de 2 m de diamètre en tête avec un "pied d'éléphant" de 4,00 m de diamètre à leur base profonde de 9,00 m environ (figure 1).

Ces puits sont creusés directement dans le granit.

LE PROJET DE RÉPARATION

Lors d'une visite d'inspection détaillée réalisée en 1994, le maître d'œuvre a constaté la rupture d'un certain nombre de fils des câbles porteurs. L'étendue des dommages a été précisée par des investigations spécifiques au droit de colliers d'attache des suspentes sur les câbles où sont généralement situés les principaux foyers de corrosion (photo 2). Ces investigations ont comporté le démontage de quelques suspentes et l'écartement des câbles par des coins en bois de façon à voir les câbles à l'intérieur du faisceau. En effet, dans les ponts comportant des faisceaux groupés, aucune autre méthode d'appréciation de l'état des câbles ne peut être pratiquée. L'auscultation électromagnétique n'est en effet, pas permise du fait des dimensions du faisceau.

Une analyse de l'acier des câbles a par ailleurs montré que l'acier ne présentait pas de risques de rupture fragile. L'inspection des ancrages des câbles n'a montré aucun désordre significatif. Les suspentes, déjà remplacées une fois, ainsi que leurs attaches hautes et basses, étaient dans un état correct.

La diminution de section entraînée par la rupture des fils a été estimée à 20 %. Au-delà de l'ampleur du phénomène, c'est surtout la vitesse avec laquelle il se développait qui a conduit le maître d'ouvrage à réagir promptement; en effet les tout premiers fils rompus ayant seulement été détectés 3 ans auparavant. Il fallait donc changer les câbles porteurs.

Mise au point du projet

Définition de l'étendue du projet

Dès qu'il s'est avéré nécessaire de changer la suspension principale, l'ouvrage a été limité en char-

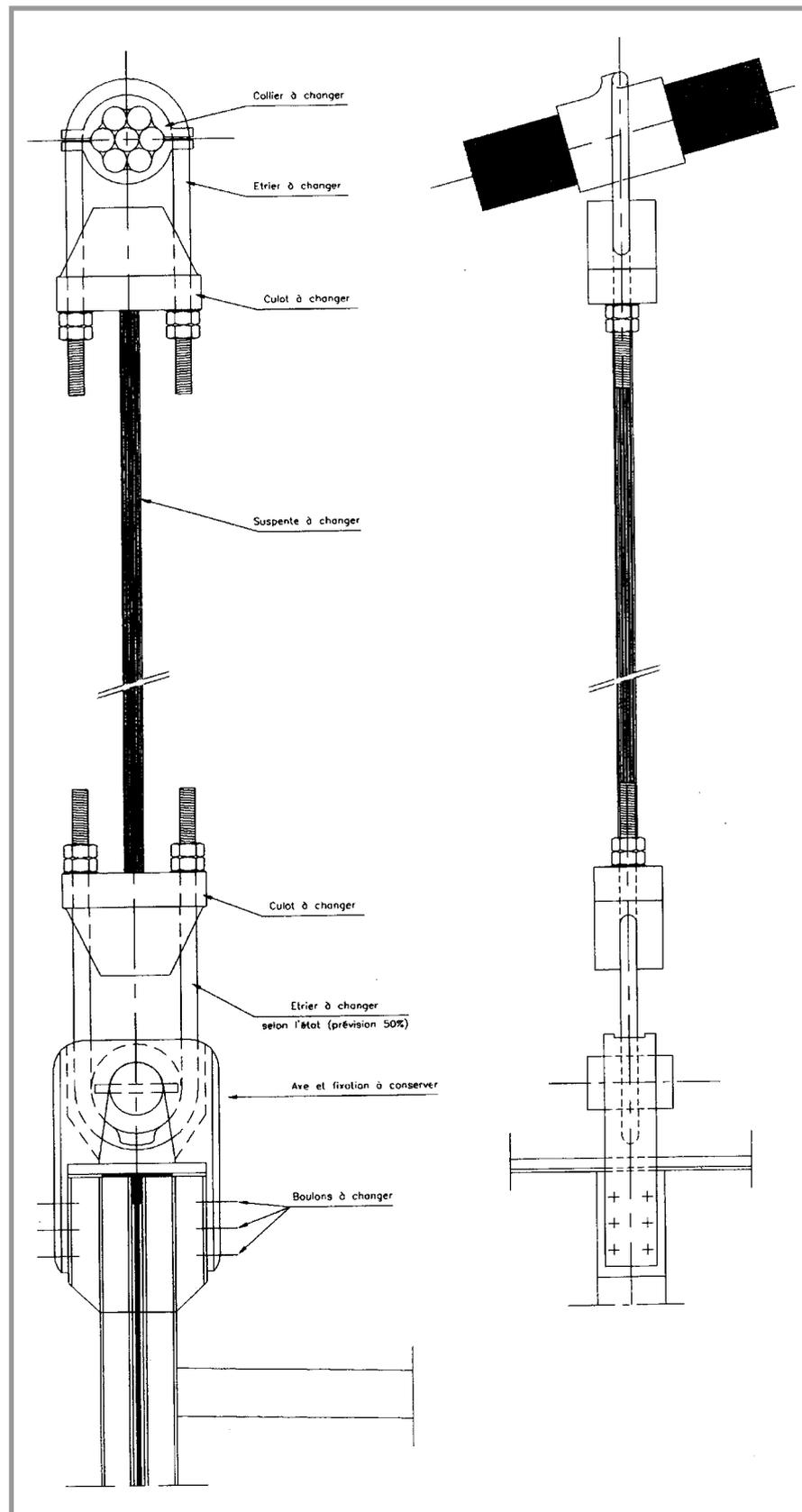
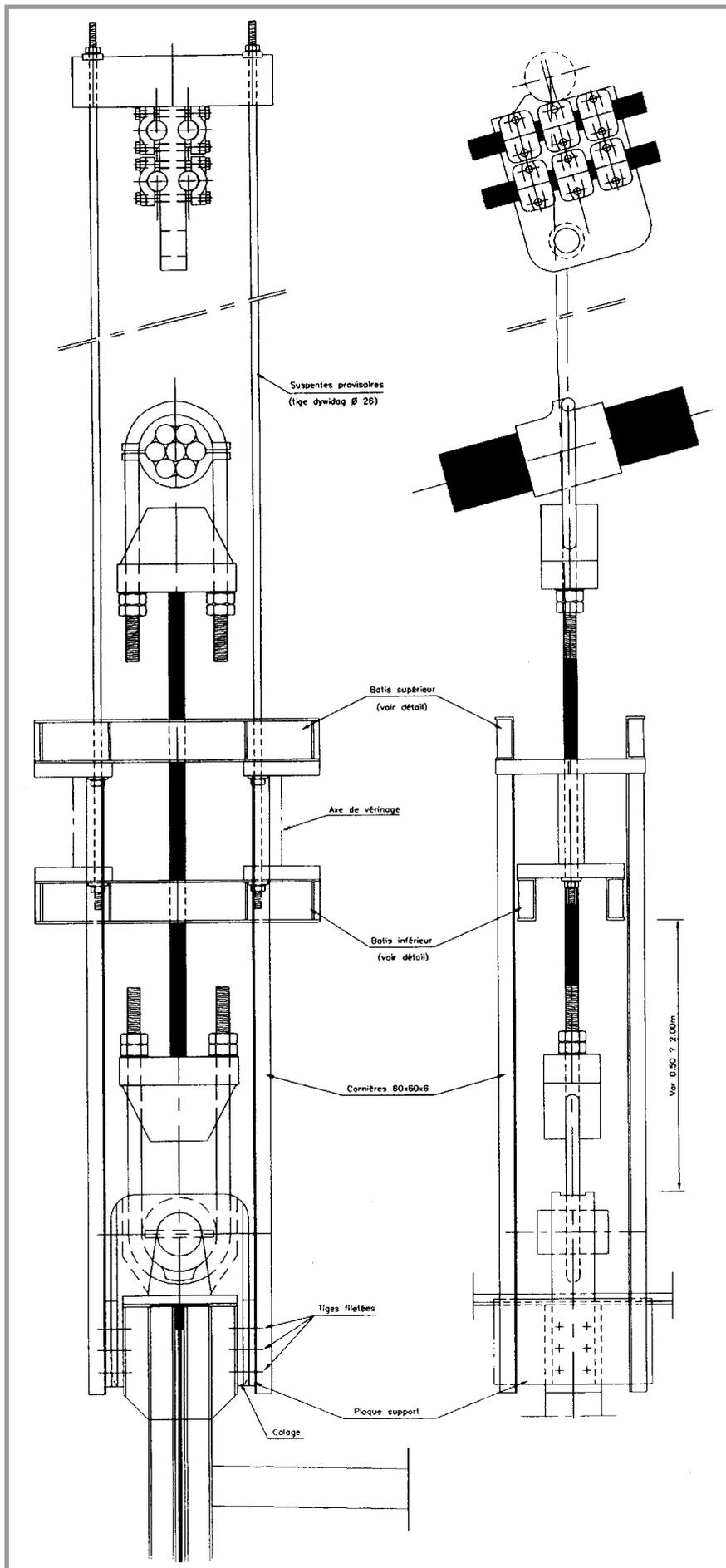


Figure 2
Suspentes
anciennes
Old
hangers

Figure 3
Suspentes provisoires
Temporary
hangers



ge. Se posait alors la question de savoir si les autres constituants de l'ouvrage – appuis, pylônes, massifs d'ancrage, tablier – étaient sains et pouvaient être réutilisés. Les appuis étaient corrects, le tablier sain. Les pylônes ne nécessitaient qu'un ragréage. Les puits d'ancrage apparaissaient sains à l'extérieur. Cependant, des carottages réalisés sur toute leur hauteur ont montré que le béton était poreux et ne garantissait pas la protection des aciers d'ancrage de la suspension.

Le changement de la suspension (câbles et suspentes) a donc été décidé ainsi que le remplacement des massifs d'ancrage en conservant les pylônes, le tablier et les étriers d'attaches basses des suspentes sur celui-ci.

Devant l'ampleur des travaux, le remplacement complet de l'ouvrage a également été évoqué. Cette option a été écartée car :

- ◆ une reconstruction au même emplacement aurait demandé de couper le trafic complètement et pour une longue période, ce qui était exclu compte tenu des fortes contraintes économiques et touristiques ;
- ◆ l'ouvrage est situé dans le goulet d'étranglement de la rivière, dans un site périurbain. Un ouvrage parallèle était donc difficilement envisageable sauf à le déplacer dans des zones où la brèche à franchir est de l'ordre de trois fois supérieure à la brèche actuelle. C'était donc un ouvrage plus coûteux qu'il eût fallu construire.

La nouvelle suspension

Le principe de base était de construire une nouvelle suspension au-dessus de l'ancienne, en travaillant nappe par nappe. Ainsi le travail pouvait être réalisé sur la nappe amont tout en maintenant une voie en circulation côté aval.

Le projet a également cherché à améliorer la technique de la suspension :

- ◆ aux sept câbles groupés en un seul faisceau ont été substitués quatre câbles suffisamment écartés pour :
 - permettre le passage d'une bobine d'auscultation électromagnétique,
 - autoriser des interventions ultérieures (mise en peinture, réglage des tensions, remplacement) sur chaque câble individuellement,
 - éviter l'apparition de "nids" de corrosion ;
- ◆ les câbles sont des câbles clos, Ø 70 mm comportant trois couches de fils Z ; l'ensemble des fils est galvanisé ;
- ◆ chacun des câbles est fixé individuellement sur les attaches hautes des suspentes (figure 3) ;
- ◆ les suspentes sont également en câble clos galvanisés de 46 mm de diamètre.

Sur pylône, l'ancienne selle est enclose dans un massif de béton servant de support à la nouvelle selle, coulé à l'intérieur d'un coffrage métallique perdu en tôle de forte épaisseur, dimensionné pour reprendre la poussée du béton frais mais aussi une

partie des efforts de béton armé dus à la pression exercée par les selles (photo 3).

Les nouvelles selles sont en acier moulé de nuance 30 M6M. Elles sont appuyées sur des plaques de glissement en téflon et inox pour être mobiles lors de la mise en place de la suspension, puis bloquées après celle-ci.

Ces dispositions imposent une rehausse des câbles de 1,37 m sur pylône et de 1,00 m en travée, la nouvelle flèche prenant en compte le fait que les deux suspensions ne doivent pas se rencontrer lors du transfert de charge.

Les nouveaux massifs d'ancrage

L'ouvrage est bordé d'habitations, côté Port Louis. Les anciens ancrages en puits de béton armé sont fondés juste en pied de talus "perré", maintenant la chaussée en extrémité d'ouvrage. Les nouveaux massifs ne pouvaient donc pas être implantés derrière les anciens (ce qui aurait été logique, la nouvelle suspension étant plus haute que l'ancienne).

Le creusement de nouveaux puits n'était pas possible car trop proches des anciens, le risque eut été grand de désorganiser le sol et compromettre la stabilité de l'ouvrage. Heureusement les puits étaient légèrement décalés des maçonneries des viaducs d'accès, laissant un espace disponible de 2,50 m de large entre l'ancienne suspension et la maçonnerie. La nouvelle suspension s'est donc intercalée dans cet espace.

Les nouveaux massifs, fondés en surface sur le granit, n'étaient pas suffisamment lourds pour être autostables. Ils ont donc été fixés au sol par des tirants d'ancrage précontraints de 250 t de force utile et de classe de protection P2 selon la définition des TA95 (recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage établis par le Bureau Sécurité). Cette disposition apparaissant insuffisamment sécurisante, à long terme, les massifs ont été positionnés au droit des voûtes permettant le passage des attaches de la suspension du pont primitif d'avant-guerre.

Ces voûtes ont été entièrement bétonnées et les massifs amont et aval sont solidarisés par des barres de précontrainte passées à travers ces voûtes. Ainsi, en cas de défaillance du système d'ancrage, tout le massif d'ancrage en maçonnerie du premier pont suspendu contribuera à assurer la stabilité (photos 4 et 5).

Les tirants sont également prévus retensionnables. Deux tirants par massif sont équipés de cellules dynamométriques permettant de vérifier leur tension dans le temps.

Enfin, l'emplacement d'un tirant de secours est prévu sur chaque massif.

Les massifs d'ancrage sont enfin enfermés dans des chambres parallélépipédiques en béton armé assurant leur protection vis-à-vis des intempé-



Photo 3
Les nouvelles selles d'appui en tête des pylônes recouvrent les dispositifs de la suspension initiale

New support saddles at the head of the towers cover the initial suspension devices



Photo 4
Le nouveau massif d'ancrage. Au premier plan, la suspension ancienne et son ancrage

The new anchoring block. In the foreground, the old suspension and its anchoring

ries. Pour s'intégrer dans l'architecture des travées d'accès en maçonnerie, les parois extérieures des chambres d'ancrage sont revêtues de moellons de pierre de taille.

■ LA DÉVOLUTION ET L'EXÉCUTION DES TRAVAUX

Le dossier de consultation des entreprises

Celui-ci, lancé sans aucune variante, comportait :

- ◆ le remplacement des massifs d'ancrage et la réalisation des chambres de protection ;
- ◆ le changement de la suspension, câbles principaux et suspentes ;
- ◆ le remplacement des joints de chaussée et des appareils d'appui de la travée suspendue ;
- ◆ le remplacement de la passerelle de visite de l'ouvrage.

Laissés à l'appréciation des candidats dans le règlement de la consultation, le délai d'exécution maximum était cependant limité à 12 mois.

Une interruption minimale était prévue pendant la période d'été et les procédures appliquées devaient permettre le maintien d'une voie de circulation, gérée par alternat, le plus longtemps possible.

Le marché a été adjugé à l'entreprise Freyssinet



Photo 5
Le nouveau massif d'ancrage et son clouage horizontal

The new anchoring block and its horizontal nailing

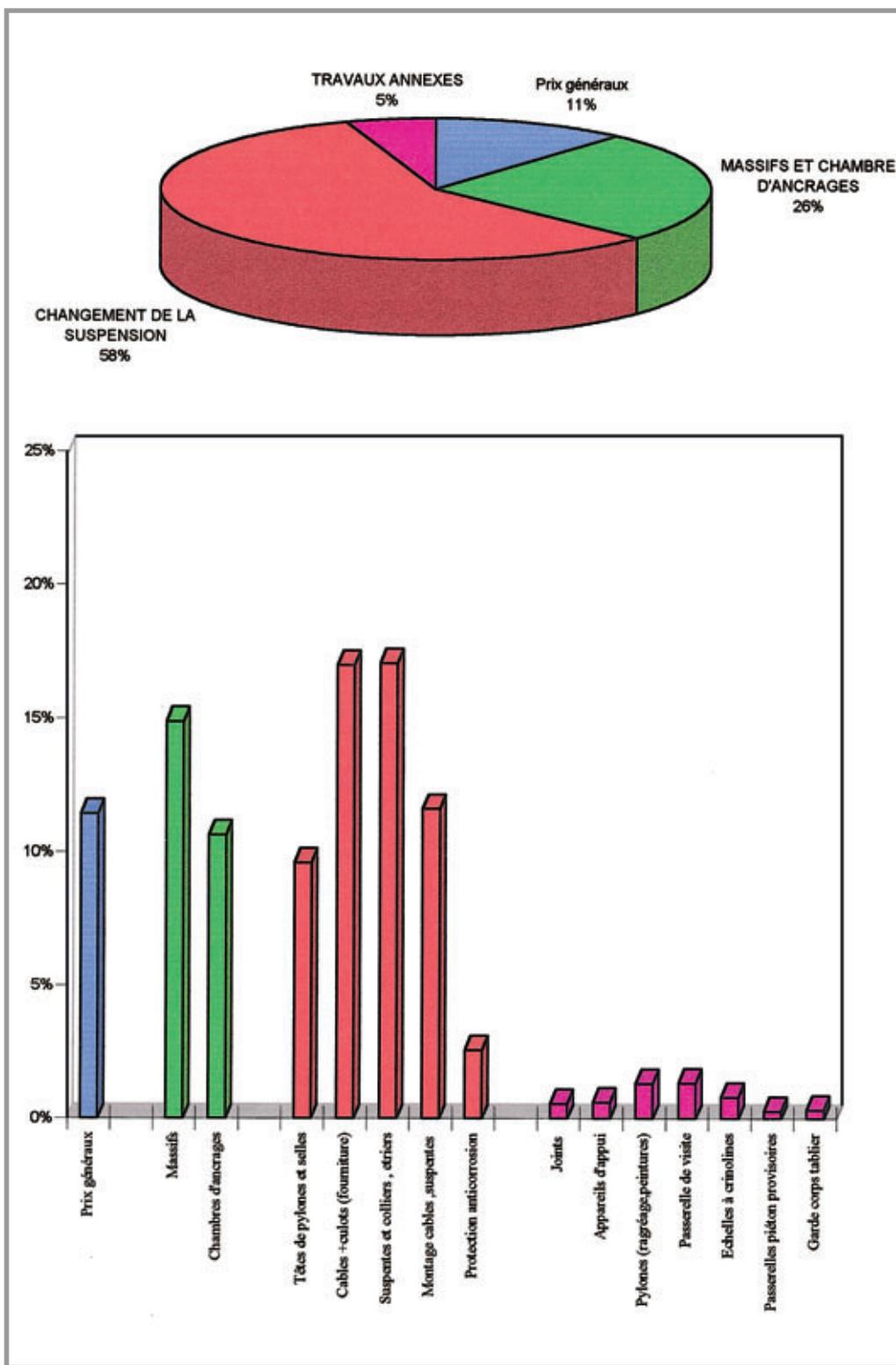


Figure 4
Ventilation des travaux de changement de suspension

Breakdown of suspension replacement work

Photo 6
Forage des tirants d'ancrage des massifs d'attache de la nouvelle suspension. Au premier plan, la suspension ancienne

Drilling for anchoring tie-rods on attachment blocks of the new suspension. In the foreground, the old suspension



grâce notamment, à son engagement de réaliser les travaux dans un délai plus court (8,5 mois).

Bien que le DCE n'autorisait qu'une solution de base, une variante a néanmoins été présentée : elle consistait à remplacer les câbles clos par des torons gainés cirés ; les suspentes étaient fixées sur les câbles principaux par des colliers pinçant les câbles gainés cirés et prenant ainsi appui sur les gaines en polyéthylène haute densité (PEHD) protégeant les câbles.

Ce matériau vieillissant mal et vite, la solution étant non conforme au DCE, elle a été rejetée malgré un prix intéressant.

Le coût des travaux de la solution de base s'élevait à 13,7 millions de francs TTC. La ventilation est reportée sur la figure 4.

Les travaux

Les tirants

Chaque massif d'ancrage comportait cinq tirants 19 T15 de 2,5 mN de charge en service et d'une longueur totale de 20 m environ scellés au coulis de ciment sur 15 m dans le substratum granitique. Avant l'exécution des tirants définitifs, il a été procédé à l'épreuve de convenance du coulis d'injection et de scellement et à des essais de traction, à raison d'un tirant pour chacun des quatre massifs d'ancrage.

Ces essais réalisés dans les conditions prévues au TA 95 ont montré que les longueurs de scellement prévues étaient suffisantes (coefficient de quatre par rapport à la charge de service).

La confection des tirants définitifs a été contrôlée par suivi des opérations de forage, de mise en place, d'injection et de mise en tension.

Les torons, injectés à la graisse, ont reçu un capot protecteur lui-même injecté à la graisse chaude. En raison des difficultés d'accès, les forages ont été réalisés à l'aide d'une foreuse de 70 cm d'encombrement pouvant s'insérer entre les maçonneries et les câbles de suspension en place (photo 6).

Le changement de la suspension

Les travaux de changement de suspension ont commencé par la réalisation d'un nivellement précis du tablier à l'amont et à l'aval toutes les deux suspentes pour servir de référence au réglage final du tablier. Ce nivellement a été répété pendant les phases significatives du chantier. Ensuite, les têtes des pylônes amont ont été aménagées pour recevoir les nouvelles selles posées sur appuis glissants (photo 3).

Les câbles ont été fournis par Tréfileurope et entièrement réalisés en usine, y compris les culots d'ancrage scellés au zinc.

Les câbles ont subi un pré-étirement en usine avant d'être enroulés sur des tourets puis livrés sur le chantier. Pour leur mise en place le long de l'ouvrage, l'entreprise a aménagé des goulottes en bois

équipées de rouleurs en téflon. Le câble a été "dé-roché" et a reçu la première couche du complexe anticorrosion lors de ces opérations de mise en place. Le complément de peinture a été appliqué sur les câbles en place, à l'aide d'une nacelle (photo 7).

Principe de transfert de charge

Les câbles étaient marqués en usine aux emplacements des selles et de la mi-travée, et leur mise en place à vide s'est faite en se basant sur ces points de repère dont la position avait été calculée au préalable.

Lors de sa mise en place, le câble à vide présente une géométrie très différente de celle qu'il aura sous charge du tablier. La longueur du câble à vide doit donc être calculée à partir de sa longueur en charge en tenant compte de l'allongement pris par le câble sous l'effort; pour le pont Lorois, cet allongement était de 0,56 m pour une longueur du câble de 224 m environ.

Le câble n'est pas tendu comme un câble de pré-contrainte et c'est l'application de la charge qui lui confère sa tension. Sous son poids propre, le câble présente un allongement négligeable. Le calcul de forme des chaînettes et de leurs longueurs montre alors que si les points de passage sur pylône étaient fixes, le câble n'atteindrait pas les ancrages. Le pylône, malgré son articulation à la base, est quasi fixe car il est maintenu par l'ancienne suspension. Il ne peut donc être incliné comme dans le cas d'un ouvrage neuf. Les selles sont donc montées sur appui glissant et décalées vers les rives pour que les câbles puissent être ancrés. Ce décalage atteint environ 0,30 m pour le pont Lorois où les câbles de retenue ont des portées de 46,00 m en rive gauche et 49,00 m en rive droite.

Lors de la mise en charge, ce décalage est rattrapé par glissement de la selle, le câble étant bloqué sur celle-ci par le frottement. A l'issue des opérations, la selle est bloquée sur sa plaque d'assise.

Le câble à vide est ainsi mis en place en se référant à sa seule géométrie théorique. Il présente alors des flèches de l'ordre de 2,00 m dans les travées de rive et se trouve à environ 1,70 m de sa position définitive à mi-travée suspendue.

Le calcul précis de ces flèches, réalisé par le bureau d'études de l'entreprise et son contrôleur, en prenant en compte les variations de température, a permis le calage des culots d'ancrage en se basant uniquement sur ces considérations géométriques mesurées en plusieurs points des travées de retenue et à la clé de la travée centrale. Le câble posé, les suspentes provisoires ont été mises en place (photo 8) au droit des suspentes existantes, "couvrant" celles-ci (figure 3).

Le transfert de charge s'est fait sans interruption de la circulation, mais avec restriction à une voie.



Photo 7
Mise en peinture des nouveaux câbles avant mise en place de la nouvelle suspension

Painting of new cables before placing the new suspension



Photo 8
Suspentes provisoires et dispositif de transfert pour vérinage

Temporary hangers and transfer system for jacking

Le principe en est simple puisqu'il s'agit de tendre progressivement les suspentes provisoires pour passer la charge d'un faisceau à l'autre. Cependant, lors de ce transfert, l'ancien faisceau toujours en place, maintient partiellement le tablier, et exerce une traction sur la tête des pylônes; aussi, pour limiter les déplacements du tablier à 10 cm en altitude et le déplacement horizontal en tête du pylône à 3 cm, le transfert s'est fait de façon progressive, alternant les phases de vérinage des suspentes nouvelles et les détentions de l'ancien faisceau par dévissage des anciennes barres d'ancrage.

Chaque phase intermédiaire a fait l'objet d'un calcul des positions. Un cahier de consignes portant sur chaque phase a également été élaboré par le bureau d'études. Cette opération de transfert s'est déroulée sur 8 jours.

Après transfert, l'ancienne suspension a été détendue, découpée au chalumeau, déposée et évacuée. Les nouvelles suspentes ont alors pu être mises en œuvre et recevoir un premier réglage.

Les câbles principaux, quant à eux, ont fait l'objet d'un rééquilibrage des tensions par vérinage de leurs culots d'ancrage. Ce vérinage a également permis aux câbles de se réaligner avec leur tracé

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Suspension

- 2 x 4 câbles clos \varnothing 70 mm - Longueur unitaire 240 m
- 2 x 22 suspentes \varnothing 43 mm

Fondations

- 20 tirants de 250 t - Longueur unitaire 20 m
- Béton des massifs : 420 m³
- Aciers passifs : 47 000 kg

Coût

13,7 millions de francs TTC



sous tension dans les travées de rive. En effet, à vide, la flèche de la chaînette est très grande et les ancrages ont tendance à être alignés sur la tangente à celle-ci. Lors de la mise en charge, les frottements bloquent les ancrages en position initiale malgré les rotules : le vérinage permet alors, en décollant les rotules de la plaque d'ancrage, de leur faire prendre l'alignement correct.

Les finitions de peinture terminées, les opérations ont été renouvelées sur l'autre nappe de suspension.

Les travaux se sont déroulés dans les délais prévus et le montant initial du marché a été scrupuleusement respecté.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Conseil général du Morbihan

Maitre d'œuvre

DDE du Morbihan assistée :

- du CETE de l'Ouest, division Ouvrages d'Art (vérification des plans et notes de calculs)
- du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc (contrôles extérieurs des matériaux et des essais de mise en tension)

Entreprises

- Freyssinet (mandataire) : mise en place des câbles et des suspentes

Sous-traitants

- Sogéa : bétons et maçonneries
- Trefileurope : fourniture des câbles et des suspentes

Etudes d'exécution

Europe Etudes Gecti - Agence de Rennes

ABSTRACT

Change of suspension on Lorois Bridge over the Etel River in the Morbihan region

D. Guillot, R. Castel

The Lorois Bridge is a suspension bridge allowing highway RD 781 to cross the Etel River between Plouhinec and Belz in the Morbihan region. The cables exhibited many broken strands. The article describes the preparation of the repair project and the execution of the work, involving the pouring of new anchoring blocks, as well as the setup of new suspension. The anchoring blocks are nailed to the bedrock by means of prestressed tie-rods connected together in pairs by transverse prestressing. Suspension is obtained with closed cables. The construction deadlines, and the periods of partial and total traffic interruption initially agreed upon were complied with, as were the financial limits.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Austausch der Beseilung der Lorois-Brücke über den Fluß Etel im Departement Morbihan

D. Guillot, R. Castel

Die Lorois-Brücke ist eine Hängebrücke, mit der die Landstraße RD 781 zwischen Plouhinec und Belz im Departement Morbihan über den Fluß Etel geführt wird. Die Seile wiesen zahlreiche gerissene Drähte auf. Der vorliegende Artikel beschreibt die Ausarbeitung des Reparaturprojekts und die Durchführung der Arbeiten mit neuen Verankerungsklotzen und der Anbringung einer neuen Beseilung. Die Verankerungsklotze werden mit vorgespannten und paarweise per Quervorspannung gekoppelten Zugstangen am Felsen vernagelt. Die Hängekonstruktion besteht aus geschlossenen Seilen. Die globale Abwicklungsfrist sowie der ursprünglich vereinbarte Zeitrahmen für die teilweise bzw. komplette Unterbrechung des Verkehrs sind, ebenso wie die finanziellen Vorgaben, eingehalten worden.

RESUMEN ESPAÑOL

La renovación de la suspensión del puente Lorois en el río de Etel en el Morbihan

D. Guillot y R. Castel

El puente Lorois es un puente colgante que permite a la Carretera Departamental RD 781 salvar el río de Etel entre Plouhinec y Belz en el departamento del Morbihan. Los cables presentaban numerosas rupturas de sus alambres componentes. El artículo describe el desarrollo del proyecto de reparación de la estructura y la ejecución de las obras que han correspondido a la ejecución de nuevos macizos de anclaje, así como la implantación de una nueva suspensión. Los macizos de anclaje van enclavados en la roca por medio de tirantes pretensados y unidos entre sí por pares, por pretensado transversal. La suspensión se ha realizado en forma de cables cerrados. El plazo de ejecución global, los períodos de interrupción parcial y total del tráfico rodado inicialmente adoptados se han respetado debidamente, del mismo modo que los presupuestos financieros.

Un outil original pour l'inspection et la

Le Système Indépendant Naviguant

Le département de Charente-Maritime développe un outil original destiné à visiter et entretenir les piles de grande hauteur, baptisé S.I.N.G.E. Si des outils existent dans ce domaine, ils ne sont pas sans inconvénients : sensibilité au vent, empiètement sur la chaussée... Le S.I.N.G.E., constitué des deux plateformes reliées par des vérins, est autonome, et prend appui sur la structure qu'il parcourt.

Alternativement, chaque niveau de plate-forme se solidarise momentanément sur la pile par l'intermédiaire de boîtes à coins, puis les vérins verticaux assurent la translation.

Des pontons flottants permettent l'approche de l'outil en site maritime ou fluvial.

Manipulé avec seulement deux agents, mais supportant un matériel de réparation, il devrait répondre aux besoins de maintenance des piles de grande hauteur.

■ DES BESOINS SPÉCIFIQUES, MAIS PAS UNIQUES

Le département de Charente-Maritime, de part sa configuration littorale particulière, a développé une politique de liaison des îles et de franchissement des grandes brèches par des ouvrages exceptionnels. Au rang de ces derniers, les ponts d'Oléron, de la Seudre, de Ré (photo 1) et de Charente constituent un patrimoine unique, mettant en jeu un investissement considérable. A titre indicatif, on peut estimer la valeur patrimoniale de ces ouvrages à environ 1 200 millions de francs.

Ces grands ouvrages, situés en site maritime ou fluvial franchissent les brèches au moyen de nombreuses piles de grande hauteur. Plus de 85 de ces appuis dépassent les trente mètres de hauteur et sont souvent situés sur l'eau. Supportant le tablier et la circulation, les piles constituent un maillon essentiel dans la chaîne permettant le franchissement. Tout désordre significatif affectant une pile est susceptible de rendre impropre l'ouvrage

à assurer ces fonctions. Il convient donc de veiller et d'entretenir particulièrement ces parties d'ouvrages.

Les quelques campagnes d'investigations portant sur ces parties d'ouvrages ont révélé, quel que soit l'ouvrage, qu'elles nécessitent des interventions de type ragréage, passivation d'acier, injections de fissures, etc.

■ LES OUTILS EXISTANTS

La passerelle négative (photo 2)

Les outils traditionnellement employés dans le domaine de l'inspection des piles de grande hauteur sont développés autour de la passerelle négative. Mais, malgré le recours fréquent à cet outil, les inconvénients suivants perturbent les actions entreprises :

- ◆ sensibilité au vent : dès que le vent dépasse les limitations d'emploi du matériel, ce dernier est condamné à l'immobilisation. Or, les valeurs de vent limites sont courantes (souvent de l'ordre de 45 km/h). Il faut également souligner que ces valeurs sont d'autant plus sensibles que les ouvrages possédant des appuis sont de grande hauteur, la plupart sont situés sur des brèches qui constituent des "couloirs à vent" (effet Venturi). De plus, la seule présence de l'ouvrage renforce localement la force du vent ;

- ◆ exploitation de la route : les passerelles nécessitent d'empiéter sur la partie circulée de la chaussée. Si cette gêne peut être limitée une fois l'engin mis en place, elle demeure importante pendant les déplacements. Des interruptions de circulation sont nécessaires sur les ouvrages à largeur roulable limitée. En outre, pour certains ouvrages (comme le pont sur la Seudre) la justification à la flexion transversale n'est pas toujours assurée du fait d'un dimensionnement des encorbellements trop juste ;

- ◆ capacité d'observation : les passerelles négatives, ne permettent guère d'atteindre des niveaux situés en dessous de 8 à 10 m sous la chaussée. Ce qui signifie une hauteur observable pour la pile n'excédant pas 4 à 6 m, compte tenu de la hauteur du caisson sur appui. Les nacelles individuelles suspendues par des treuils sous les passerelles sont de nature à combler cette lacune, en permettant une descente sur toute la hauteur de la pile. Mais, ceci est limité par une sensibilité au vent encore plus importante que pour la passerelle-

Photo 1
Le pont
de l'île de Ré
The Ile-de-Ré Bridge

Photo Gérard Forquet



Photo 2
Une passerelle
négative
*A negative
gangway*



réparation des piles de grande hauteur et Grim pant d'Entretien (S.I.N.G.E.)

Gérard Delfosse



ADJOINT AU CHEF DE LA DIVISION MÉTHODOLOGIE ET LOGICIELS
Setra

Jean-Marc Tessier



DIRECTEUR DU BUREAU D'ÉTUDES
DEP - Grenoble

elle-même, et une vision très partielle de l'appui. Seules les faces au regard de la nacelle pourront être appréciées, et encore dans la limite de la largeur de la nacelle ou des possibilités de débatement des treuils. En tout état de cause, les faces parallèles à l'axe général de l'ouvrage ne pourront pas être observées par cette méthode. Notons également qu'aucun travaux n'est envisageable sur ces petites nacelles suspendues compte tenu de leur faible capacité portante ;

◆ pour mémoire citons également les outils optiques. Ces derniers permettent une appréciation uniquement qualitative de l'état d'un appui, sous réserve de limiter les portées optiques à une soixantaine de mètres et de disposer de bases de pose des appareils particulièrement stables. Ces moyens ne permettent pas de relever les ouvertures de fissures, ni même d'établir une cartographie précise des désordres, par manque de système de repérage. Ils ne permettent évidemment pas de marquer les désordres sur l'ouvrage, ce qui est pourtant fréquemment demandé lors des inspections détaillées.

Epsilon : l'outil spécifique du laboratoire de Lyon

Cet engin (photo 3), spécialement conçu pour la visite des ponts en arc, est constitué des deux chariots automoteurs supports d'une passerelle traditionnelle. Cette disposition présente l'avantage de pouvoir inspecter la totalité de la hauteur des appuis et des intrados d'ouvrages importants. Mais, il n'est pas sans présenter quelques inconvénients : difficultés d'exploitation liées à la présence de candélabres impliquant des opérations de démontage et de remontages fréquentes, faible empiètement sur les deux côtés de la voie supportée, mais suffisant pour nécessiter des mesures de restriction de circulation, sensibilité au vent (45 km/h), coûts de location et d'immobilisation important.

Les échafaudages

Ils répondent particulièrement bien aux fonctions attendues en matière d'actions de surveillance et de travaux.

Mais ils présentent deux inconvénients majeurs : ils sont longs à monter et donc chers, le coût est disproportionné au regard d'une simple action d'inspection. De plus, il n'est pas aisé de les mettre en œuvre en site fluvial ou maritime.

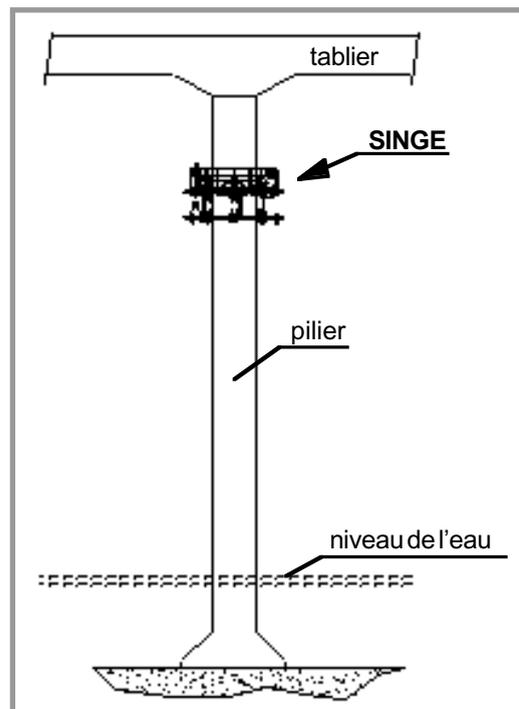


Figure 1
Vue en élévation
Elevation

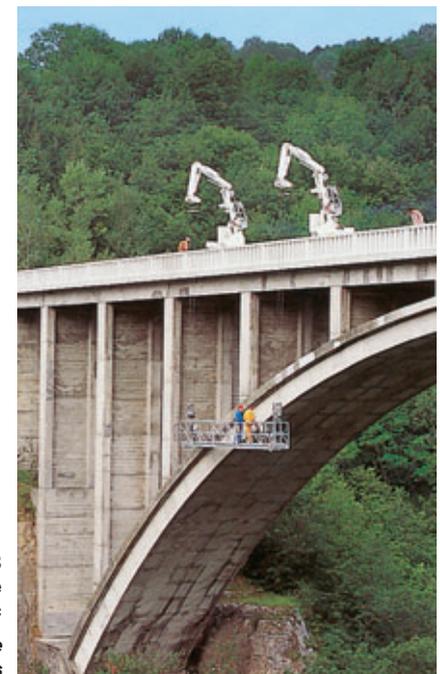
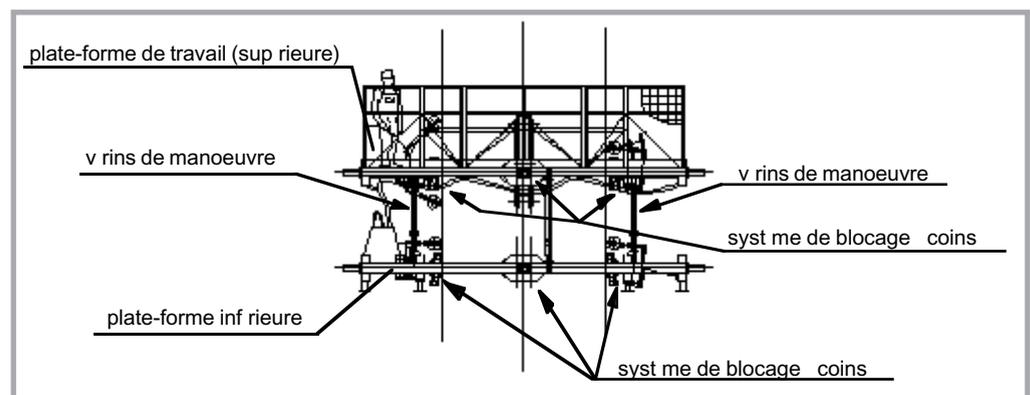


Photo 3
Epsilon conçu pour la visite des ponts en arc
Epsilon designed for the inspection of bowstring bridges



■ L'OUTIL ORIGINAL ET SES PRINCIPES

Figure 2
Les principaux organes
The main components

Devant la nécessité de surveiller et d'entretenir avec soin les piles de ponts, une idée d'outil original qui s'affranchit de toute attache sur le tablier vient d'être développée. Le principe est celui d'un outil automoteur se fixant et s'élevant sur la pile, tout en y prenant appui (figures 1 et 2). Il est constitué de deux plates-formes reliées par quatre vérins. Chaque plate-forme est équipée de quatre systèmes à coins (opposés deux à deux) qui assurent le "clamping" sur le pilier de l'ouvrage. Lorsqu'une plate-forme est fixée sur le pilier, l'autre est soulevée

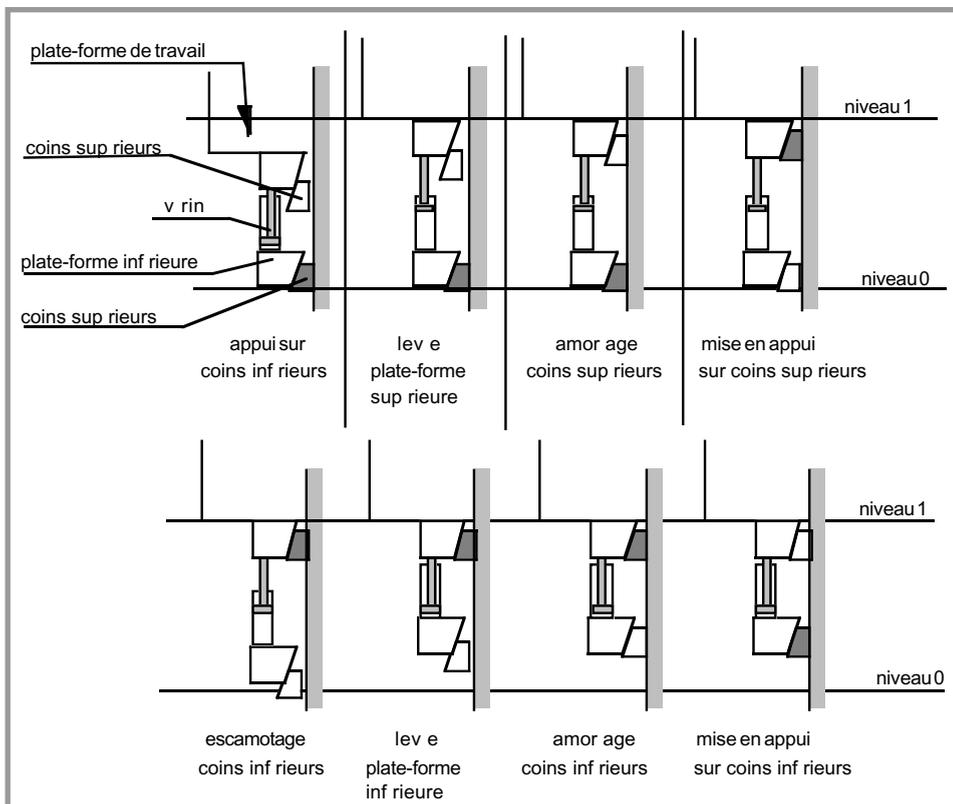


Figure 3
Le mécanisme d'avance
The drive mechanism

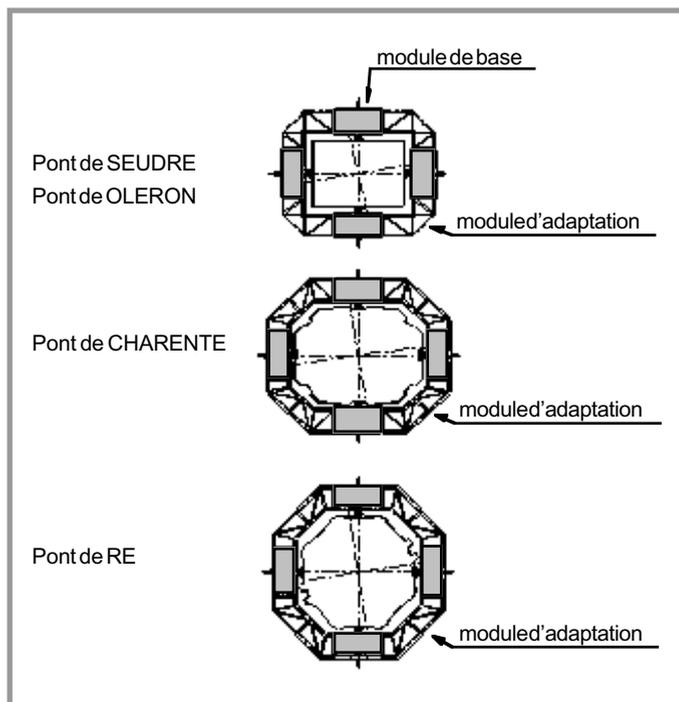


Figure 4
L'adaptation du SINGE à différentes géométries de piles
Adaptation of SINGE to different pier geometries



par les vérins puis vient se coincer à son tour. La plate-forme supérieure est équipée d'une passerelle de travail faisant le tour du pilier.

L'ensemble est motorisé par une centrale hydraulique elle-même animée par un moteur thermique. Les plates-formes sont décomposées en modules de base (portant les coins), et en modules d'adaptations spécifiques à chaque forme de pilier (figures 3 et 4).

Cet outil est une machine au sens de l'article R233-83 du code du Travail. Elle génère des risques de chute verticale supérieure à trois mètres. Elle fera donc l'objet d'un "examen CE de type" au sens des articles R 233-54 à R 233-65 du code du Travail. Cet examen sera réalisé par le CETIM, organisme habilité pour ce genre d'examen.

Le document de base de la conception est une analyse de risques. Le système est conçu dans le strict respect du critère de sécurité intrinsèque. Ce critère s'exprime de la façon suivante, "la défaillance d'un composant contribuant à la sécurité de la machine, ne doit pas mettre la machine dans un état contraire à la sécurité ou doit arrêter la machine". Ainsi chaque plate-forme est dimensionnée pour garantir le "clampage" du système avec seulement deux des quatre coins, la plate-forme supérieure est munie d'un dispositif de sauvetage qui permettra l'évacuation du plancher de travail en cas de panne de moteur.

Les avantages à retenir de ce dispositif sont les suivants :

- ◆ aucune sensibilité au vent : des limites d'utilisation existent mais elles sont liées soit à la réglementation du travail (c'est-à-dire très hautes), soit à l'agitation du plan d'eau pendant le déplacement d'une pile à l'autre ;
- ◆ outil permettant d'inspecter et de travailler tout autour de la pile ;
- ◆ capacité de charge embarquée importante : 1 000 kg, permettant tous les travaux d'entretien, évoqués précédemment ;
- ◆ aucune interférence avec la circulation routière.

■ LA MISE EN ŒUVRE

Principalement conçu pour les appuis en milieu hydraulique (mais pas exclusivement pour ceux-ci), le S.I.N.G.E. sera mis en œuvre à partir d'un ponton spécialement développé à cet effet.

Le ponton est composé de trois éléments principaux : deux flotteurs latéraux couissent sur une poutre arrière. Le ponton navigue, à l'aide de deux moteurs hors bord, en supportant le S.I.N.G.E. pré-assemblé en deux parties. A l'approche de la pile, on vient encercler cette dernière et verrouiller le ponton autour de la pile, par un calage sommaire et la fermeture du ponton par une passerelle avant. Dès le premier mouvement du S.I.N.G.E. le ponton devient indépendant et en prenant soin d'enlever

Photo 4
Pont de Cheviré dont les appuis relèvent du domaine d'emploi du SINGE (Système indépendant naviguant et grim pant d'entretien)

The Cheviré Bridge whose bearings are compatible with the use of the SINGE (independent navigating and climbing maintenance system)



le calage le bloquant autour de la pile, ses mouvements s'effectueraient autour de la pile, au gré des variations de hauteur du plan d'eau.

Le changement de pile s'effectue par descente sur le ponton, division du S.I.N.G.E. en deux demi-éléments, puis navigation au moteur jusqu'au prochain appui.

En site terrestre, on procède par transport au camion-plateau des deux demi-éléments pré-assemblés, puis après disposition autour de la pile à l'aide d'un engin de manutention simple, (grue attenante au camion de transport, ou engin de levage type élévateur) on assemble le S.I.N.G.E. (figure 5).

Ces assemblages s'effectuent par boulon HR à serrage contrôlé. Il sont réalisés en atelier en ce qui concerne les pièces particulières d'adaptation à disposer pour adapter l'engin à la géométrie particulière de la pile (une seule opération à réaliser par ouvrage), ou à chaque changement de pile pour réunir les deux demi-parties.

L'EXPLOITATION (photos 4, 5 et 6)

L'exploitation du S.I.N.G.E sera simple. Elle sera confiée à deux agents, ayant reçu une formation à l'utilisation de l'outil. Il sera hautement souhaitable que ces agents aient également reçu une formation en relevé de dégradation, voire en pathologie du béton. De plus, ils devront avoir été formés à l'utilisation du descendeur individuel, qui constitue le moyen d'évacuation du S.I.N.G.E. en cas d'immobilisation en hauteur. Enfin, ils devront posséder les autorisations réglementaires leur permettant d'effectuer les approches fluviale ou maritime avec le ponton.

Le département de Charente-Maritime, maître d'ouvrage du S.I.N.G.E. peut imaginer également d'offrir des prestations de mise à disposition de l'outil, accompagnée de son personnel d'exploitation, pour d'autres maîtres d'ouvrage (départements, Etat, communes, pays étrangers...)

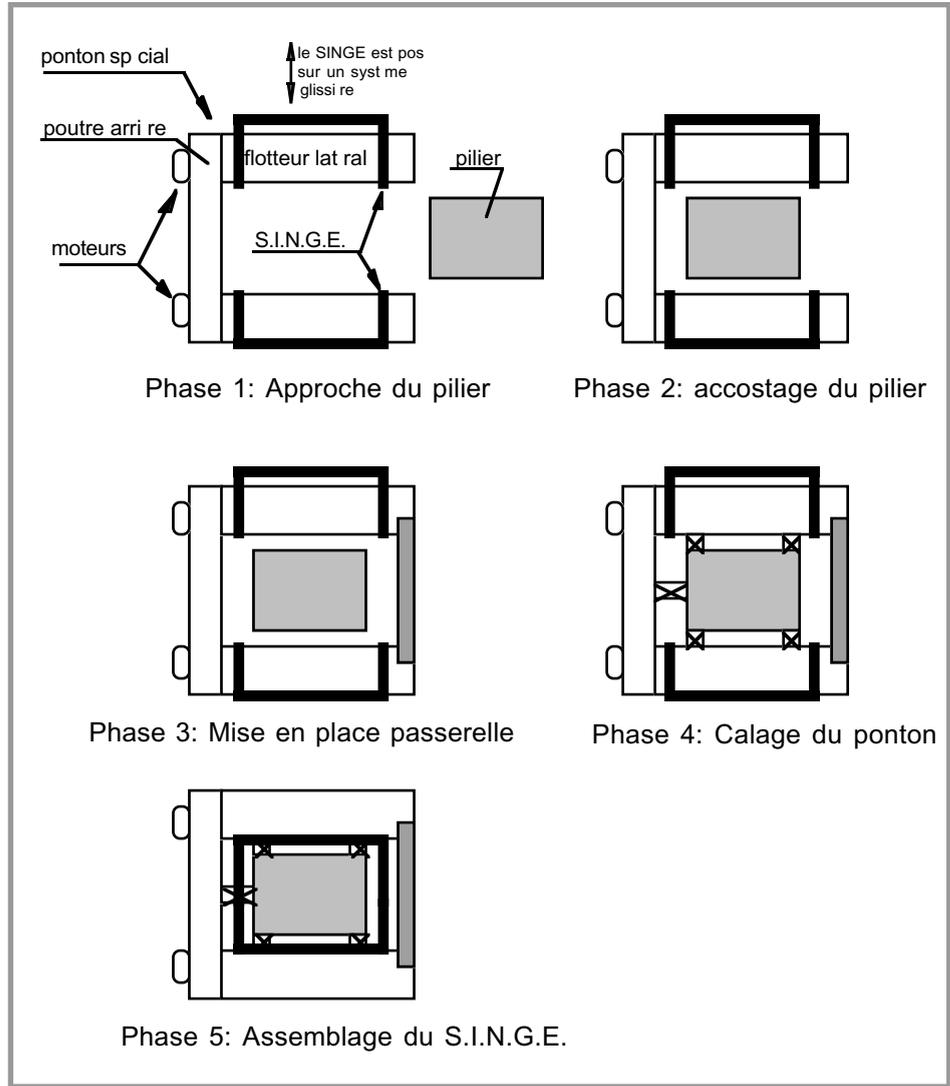


Figure 5
Le montage du SINGE autour de la pile à partir du ponton

The assembly of SINGE around the pier from the ponton

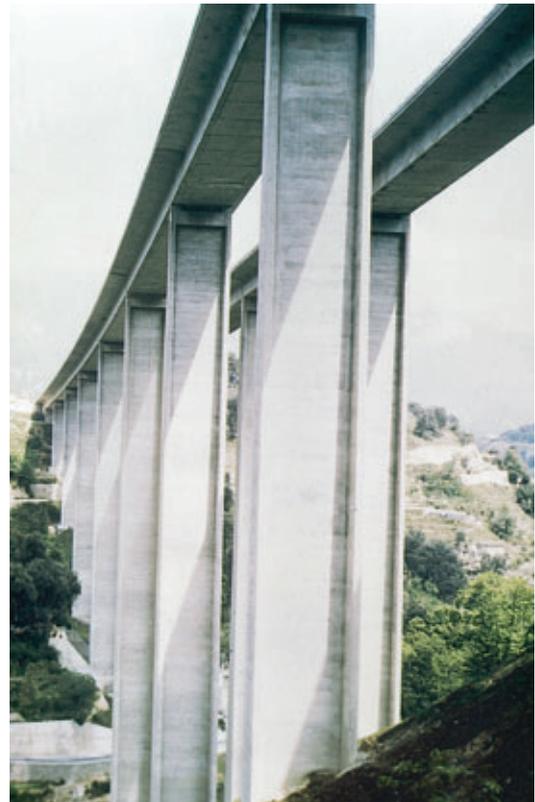


Photo 5
Le viaduc de Roquebrune dont les appuis relèvent du domaine d'emploi du SINGE

The Roquebrune Viaduct whose bearings are compatible with the use of the SINGE

Photo 6
Le viaduc de Roquebrune dont les appuis relèvent du domaine d'emploi du SINGE

The Roquebrune Viaduct whose bearings are compatible with the use of the SINGE



■ AUJOURD'HUI ET... DEMAIN

En 1997, une étude sommaire comprenant une première analyse de sécurité montrait la faisabilité de l'opération.

En 1998, les études d'avant-projet affinent le projet; elles sont complétées par l'examen CE de type par un organisme notifié.

1999 doit voir aboutir les études de détail, la réalisation du dossier d'appel d'offres et le début de la fabrication. L'année 2000 sera celle de la fabrication des pontons, de l'achèvement de l'outil, des tests et de la première campagne.

Devant les enjeux sociaux et financiers importants que représentent les grands ouvrages, la préoccupation des gestionnaires de parc d'ouvrages d'art s'oriente manifestement vers les techniques d'entretien préventif. Dans le but de pouvoir réaliser commodément les actes de maintenance indispensables aux parties d'ouvrages sensibles que sont les piles de grandes hauteur, le S.I.N.G.E., devrait être promis à un avenir prometteur.

Ses possibilités sont telles qu'il devrait intéresser plus d'un maître d'ouvrage.

ABSTRACT

An original tool for the inspection and repair of major piers
The SINGE (Independent Navigating and Climbing Maintenance System)

G. Delfosse, J.-M. Tessier

The Charente-Maritime region developed an original tool, christened SINGE, designed for the inspection and maintenance of high piers. If tools exist in this area, they are not without their drawbacks: sensitivity to wind, encroachment on pavement, etc. The SINGE, made up of two platforms connected by jacks, is independent and bears on the structure it goes through. Alternatively, each platform level can be momentarily connected together on the pier by means of wedge boxes, and then the vertical jacks allow shifting. Floating pontoons allow the approach of the equipment in a maritime or river site. Handled by only two people, but supporting the repair equipment, it should meet all requirements for the maintenance of high piers.

DEUTSCHES KURZREFERAT

Eine neuartige Ausrüstung für die Kontrolle und Reparatur sehr hoher Pfeiler
"Système Indépendant Naviguant et Grim pant d'Entretien (S.I.N.G.E.)"

G. Delfosse, J.-M. Tessier

Das Departement Charente-Maritime hat eine neuartige Ausrüstung für die Inspektion und Wartung sehr hoher Pfeiler entwickelt: das sog. S.I.N.G.E., ein "Eigenständiges schwimmendes und kletterndes Wartungssystem". Die in diesem Bereich vorhandenen Ausrüstungen weisen zum Teil beträchtliche Nachteile auf: Windempfindlichkeit, Platzbedarf auf der Fahrbahn usw. Das aus zwei über Zylinder verbundenen Bühnen bestehende S.I.N.G.E.-System ist autonom und stützt sich auf der Struktur ab, an der es entlang geführt wird.

Abwechselnd wird jede Bühnenebene über Verkeilungen momentan an dem Pfeiler befestigt und sorgen die vertikalen Zylinder für die Verfahrbewegung. Über Brückenboote wird das System

ggf. im Meer oder in Flüssen in Stellung gebracht.

Zwei Personen reichen für seine Handhabung aus. Es ist in der Lage, das Reparaturmaterial aufzunehmen. So gerüstet, dürfte S.I.N.G.E. die Wartungsanforderungen bei sehr hohen Pfeilern erfüllen.

RESUMEN ESPAÑOL

Herramienta original para la inspección y la reparación de las pilas de gran altura
El Sistema Independiente Navegante y Ascendente de Mantenimiento (S.I.N.G.E.)

G. Delfosse y J.-M. Tessier

El departamento de Charente-Maritime desarrolla una herramienta original destinada a la inspección y mantenimiento de las pilas de puentes de gran altura, según un procedimiento denominado S.I.N.G.E. Si bien ya existían otras herramientas en este campo, no dejan de tener inconvenientes: sensibilidad al viento, instalación sobre el pavimento, etc. El S.I.N.G.E., formado por dos plataformas unidas por medio de cilindros hidráulicos, es autónoma y toma apoyo en la estructura que le recoge. Alternativamente, cada nivel de plataforma se solidariza momentáneamente con la pila del puente por mediación de cajas de cuñas y, acto seguido, los cilindros hidráulicos verticales permiten obtener la translación.

Los pontones flotantes permiten acercar la herramienta en emplazamientos marítimos y fluviales. Manipulado únicamente por medio de dos operarios, que incluye además un equipo de reparación, este sistema deberá responder a las necesidades de mantenimiento de las pilas de puentes de gran altura.

Centrale EDF de Cattenom (Moselle)

Rénovation des aéroréfrigérants

Les corps d'échange des aéroréfrigérants à courants croisés des centrales REP 900 MW et 1 300 MW présentent une usure prématurée des treillis de suspension des corps d'échange qui provoque leur effondrement, une chute des performances de la source froide et partant une perte de puissance des tranches. Les enjeux économiques sont tels que depuis 1991 avec Saint-Laurent (2 x PWR 900 MW sur la Loire) puis Chinon (4 x PWR 900 MW sur la Vienne), Electricité de France a mis au point une méthodologie de remplacement.

Elle consiste en un renforcement des treillis métalliques, une modification de la fixation des lattes en plastique et une division du corps d'échange de 20 m de hauteur en deux corps superposés.

La partie supérieure est suspendue au bassin d'eau chaude comme la conception initiale et la partie inférieure à un portique intermédiaire s'appuyant sur les fondations. Le portique est constitué de poteaux en béton armé, de poutres de 14 m de portée en béton précontraint sur lesquelles s'appuient des poutrelles de 6 m de longueur également en béton précontraint.

L'ambiance thermo-hydrigue régnant à l'intérieur du corps d'échange est particulièrement agressive. D'une part les cycles de gel et de dégel pendant l'hiver provoquent la formation de glace et des risques d'éclatement du béton. D'autre part l'eau du circuit de refroidissement allant au condenseur est traitée chimiquement : dans le cas de Cattenom l'eau brute est naturellement saumâtre ce qui augmente l'agressivité chimique vis-à-vis du béton.

Cet environnement implique la mise au point de bétons très particuliers.

Une contrainte supplémentaire s'ajoute à Cattenom : la qualité médiocre du sol limite la surcharge apportée par la nouvelle construction. La surcharge admissible par poteau de la structure secondaire est limitée à huit tonnes.

L'entreprise Bouygues a donc proposé dans ce contexte de réaliser certains éléments de structures en BPR (Béton de poudres réactives). Puis, un matériau concurrent, le BSI (Béton spécial industriel) a été développé par l'entreprise EGI du groupe Quillery.

Les BPR et BSI offrent la possibilité de diminuer considérablement les épaisseurs et les dimensions d'où un gain de poids particulièrement appréciable dans le cas de Cattenom.

◆ La ductilité de ces matériaux permet avec l'apport des armatures de précontrainte de supprimer les armatures passives, ce qui n'est pas possible avec les BHP.

◆ La compacité de ces matériaux contenant par ailleurs très peu d'eau est un gage d'un très bon comportement vis-à-vis des eaux agressives et de la tenue au gel-dégel;

◆ Les fibres métalliques permettent d'obtenir des résistances en traction significatives et diminuent le risque de fissuration;

◆ La préfabrication en usine des poutres se prête bien à ces matériaux dont la fabrication nécessite un suivi attentif.

Danièle Chauvel

EDF SEPTEN

(Service études et projets thermiques et nucléaires)

Centrale EDF de Cattenom

Rénovation des corps en béton ultra hautes

CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DU BÉTON SPÉCIAL INDUSTRIEL (BSI)

- Résistance caractéristique à la compression : 150 MPa
- Résistance moyenne à la traction directe : 10 MPa
- Résistance à la traction-flexion : 45 MPa
- Résistance à la compression à 48 heures (20 °C) : 110 MPa
- Module d'Young : 63 GPa
- Masse volumique : 2,8 t/m³
- Fibrage :
 - pourcentage : 3 % en volume
 - nature : acier (l = 20 mm – D = 0,3 mm)

Après 20 ans de service dans un environnement particulièrement sévère, les quatre aéroréfrigérants de la centrale de Cattenom (Moselle) nécessitaient une réhabilitation complète de leurs zones d'échange thermique. Pour soulager une structure soumise à de fortes surcharges de glace, EDF a imaginé de créer une poutraison, support intermédiaire ultralégère compatible avec les fondations existantes. D'où le choix d'utiliser pour la première fois en France des bétons à très hautes performances (BTHP) offrant légèreté et pérennité. Titulaire du marché de rénovation, le thermicien Hamon a confié à EGI (filiale du groupe Quillery) les travaux de génie civil. Dans ce cadre EGI a conçu et mis en œuvre un nouveau béton aux caractéristiques exceptionnelles, le BSI (béton spécial industriel).

assure le refroidissement par l'air, de l'eau de circulation du condensateur. Cette eau de circulation est refoulée au sommet de la zone de dispersion et tombe par gravité en fines gouttelettes à travers le corps d'échange où elle se refroidit au contact de l'air.

Zone d'échange

La zone d'échange air-eau est comprise entre les diamètres 205 m et 173,50 m ; elle règne sur une hauteur de 20 m environ. Ce volume de près de 180 000 m³ est entièrement rempli d'éléments légers en PVC suspendus à des fils en acier inoxydable.

En cours d'exploitation, les lattes en PVC et leurs suspensions ont subi des dommages nécessitant une réhabilitation globale de la zone d'échange. Pour réduire la hauteur suspendue, une deuxième poutraison en béton située à mi-hauteur devait donc être rapportée à la structure existante. Celle-ci, fondée sur un terrain médiocre, avait subi de légers tassements observés depuis 1982.

Il convenait donc de limiter drastiquement la valeur de la surcharge apportée par la nouvelle structure à chaque massif de fondation, sous peine, dans le cas contraire, de devoir renforcer les massifs existants. D'où le choix de bétons très hautes performances pour obtenir le plus grand gain de poids avec la pérennité maximale (durée de vie prévue : 40 ans).

CONCEPTION DE LA NOUVELLE STRUCTURE

Rôle des aéroréfrigérants

Les réfrigérants de Cattenom sont des ouvrages en béton armé de dimensions imposantes : 205 m de diamètre et 165 m de hauteur. L'aéroréfrigérant

Structure additionnelle (figure 1)

Le portique intermédiaire rapporté se compose de :

- ◆ deux contre-poteaux en béton armé B35 boulonnés aux poteaux existants par barres traversantes inox ;

- ◆ une poutre précontrainte en BSI ou BPR de 14,50 m de portée en appui simple sur les contre-poteaux ;

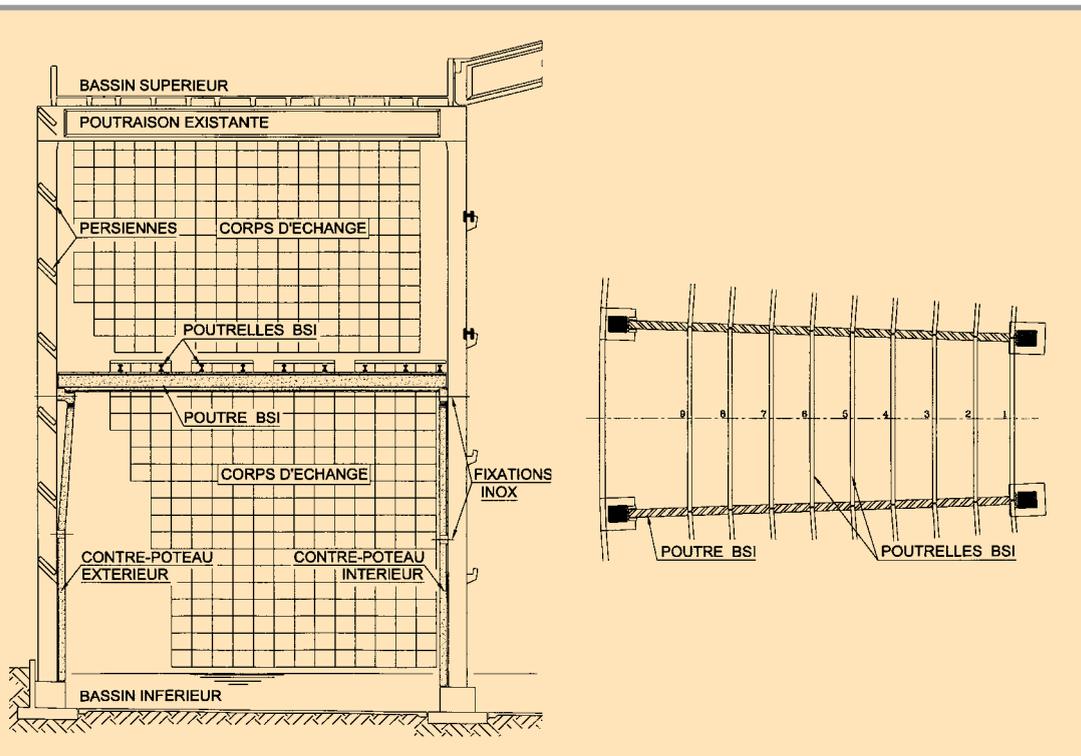
- ◆ neuf poutrelles précontraintes en BSI ou BPR appuyées sur les poutres rayonnantes (figure 2).

La présence de nombreuses tuyauteries existantes et de leur structure de supportage a nécessité de réaliser les contre-poteaux extérieurs avec une brisure dans la hauteur pour contourner la difficulté. Cette structure supporte jusqu'à 500 daN/m² de surcharge de glace (cas accidentel) dont 300 daN/m² en exploitation normale. Le marché EGI comprend :

- ◆ le contrôle de la structure existante ;
- ◆ les études, la fabrication et la pose des contre-poteaux en B35 (tranches 1 à 4) ;

Figure 1
Elévation (à gauche)
et vue en plan (à droite)

Elevation (on left)
and plan view (on right)



d'échange performances (BSI)

- ◆ les études, la fabrication et la pose de la poutraison en BSI (tranche 4);
- ◆ la pose des poutraissons en BPR (tranches 1,2,3).

■ DÉVELOPPEMENT ET MISE EN ŒUVRE DU BSI 150

Le BSI (béton spécial industriel) est un nouveau béton très hautes performances développé par la société EGI, filiale du groupe Quillery et dont l'activité s'exerce principalement dans les travaux spéciaux et de maintenance nucléaire.

Le BSI est un béton très hautes performances, fibré, autonivelant et utilisable en préfabrication ou sur chantier (cf. encadré "Caractéristiques principales du BSI").

La très grande résistance à la compression procure un allègement très important de la structure, but recherché dans le cas de Cattenom pour ne pas surcharger les fondations.

L'extrême compacité de la matrice permet l'utilisation d'une précontrainte par fils adhérents jusqu'ici interdite vu l'environnement particulièrement agressif régnant à l'intérieur des corps d'échange. Le fibrage (variable selon les besoins entre 0 et 5 %) est ici de 3 % soit 234 kg/m³. Il remplace la totalité des armatures passives en reprenant l'effort tranchant et l'ensemble des efforts secondaires

(charges localisées, diffusion de précontrainte, etc.) (photo 1).

Le caractère autonivelant a été recherché pour le bétonnage de pièces minces (les âmes de poutrelles étant de 5 cm d'épaisseur) non seulement en préfabrication (où la vibration externe peut être utilisée) mais également sur chantier où le coulage de formes complexes rend un tel mode de vibration plus problématique. Rappelons que la vibration interne n'est plus utilisable pour de tels taux de fibrage, le passage du vibreur rompant l'isotropie du mélange.

Préparation

Le BSI est élaboré à partir d'un prémélange à sec des principaux constituants. Ceux-ci sont prédosés et mélangés en usine puis livrés vers le lieu d'utilisation en sacs de 40 kg ou en *big-bags*. Un contrôle continu de la qualité est effectué sur toute la chaîne de préparation.

Ce mode de fabrication confère, bien entendu, au béton obtenu une très grande stabilité et répétitivité de comportement.

◆ à l'état frais : étalement, maintien de la rhéologie...;

◆ à l'état durci : résistance à la compression, à la traction, etc.

Ainsi sur 68 éléments d'éprouvettes de BSI 150

Norbert Cheminot
INGÉNIEUR TRAVAUX
EGI

Thierry Thibaux

DIRECTEUR TECHNIQUE
OUVRAGES D'ART
Quillery



Photo "Poursuite"

Photo 1
Poutrelle BSI - Coupe
BSI joist - Section

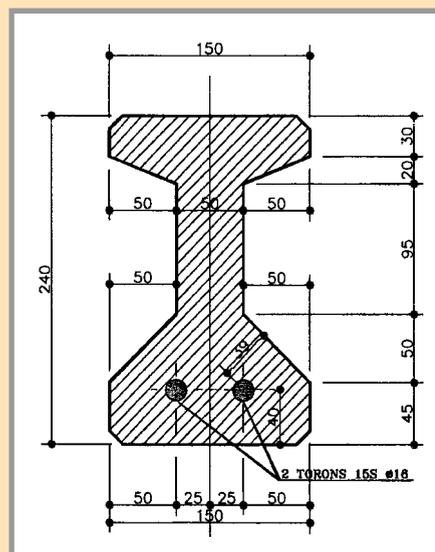
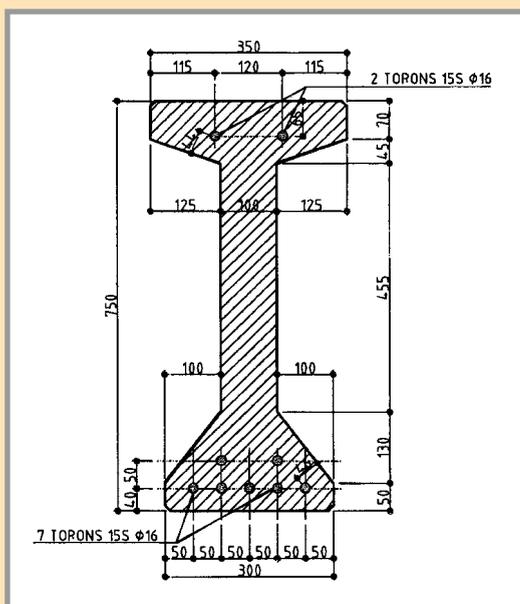


Figure 2
Section des poutres (à gauche)
et poutrelles (à droite)
BSI précontraint

Section of beams (on left)
and joists (on right)
in prestressed BSI

Photo 2
Poutre BSI
avant bétonnage
*BSI beam
before concreting*

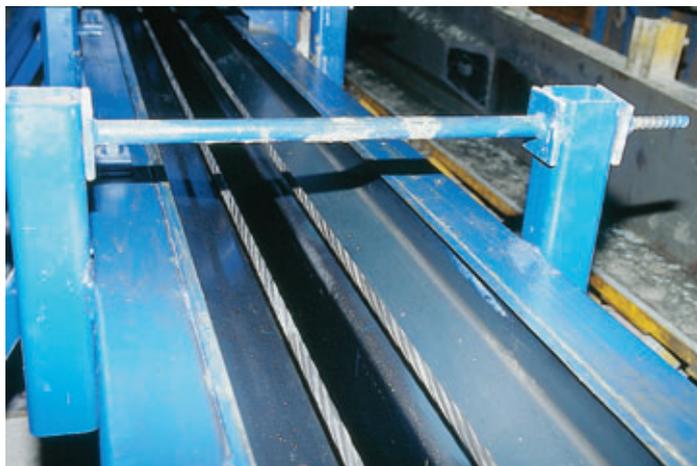


Photo G. Tordjman "Poursuite"

Photo 3
Bétonnage
d'une poutre BSI
*Concreting
a BSI beam*



effectués au cours de la production liée au chantier de Cattenom, les résultats obtenus ont été les suivants :

- ◆ résistance moyenne : 189 MPa ;
- ◆ écart type : 7,4 MPa ;
- ◆ valeur caractéristique de compression à 28 jours : 175 MPa.

On peut ainsi observer que :

- ◆ le mode de fabrication industriel, en réduisant l'écart type, fait apparaître une valeur caractéristique réelle à 28 jours (175 MPa) largement supérieure à la valeur prise en compte dans les calculs (150 MPa) ;
- ◆ ces résultats sont obtenus sans traitement thermique et peuvent donc être reproduits aisément sur chantier pour des éléments de structures coulés en place.

Préfabrication des poutres BSI

La fabrication des 90 poutres et 792 poutrelles en BSI a été réalisée dans l'usine Hürks Béton à Eindhoven (Pays-Bas).

La réception des produits fait l'objet d'un contrôle systématique :

- ◆ sur mélange sec ;
- ◆ sur fibres métalliques ;
- ◆ sur les torons de précontrainte ;
- ◆ sur les inserts éventuels.

La centrale à béton comprend :

- ◆ un malaxeur de 1,5 m³ fini à double train valseur ;
- ◆ un distributeur/doseur automatique de fibres ;
- ◆ des balances à pesons électroniques pour les dosages.

Le temps de malaxage est compris entre 10 et 12 minutes.

Le cycle de fabrication est de cinq poutres et 45 poutrelles par semaine, la rotation par moule étant de 48 heures. L'absence de cages d'armatures passives et le caractère autonivelant du béton rendent bien entendu le bétonnage d'une facilité extrême y compris à travers les âmes de faible épaisseur (photos 2 et 3).

La résistance minimale demandée à la détension des câbles est de 80 MPa, valeur largement dépassée à 2 jours en conditions isothermes à 20°. Après détension des câbles, les extrémités de poutre sont cachetées à la résine (Sidakur 30 Colle) puis stockées pour expédition (photo 4).

Etudes

Les études ont été conduites à partir du cahier de spécifications techniques rédigé spécialement par EDF et établi à partir de :

- ◆ des règles BPEL 91 et de son extension au B80 (LCPC - Mai 1996) ;
- ◆ du CCTG 92 modifié pour intégrer les bétons à très hautes performances ;
- ◆ des travaux de l'Afrem sur les bétons de fibres

	Moment maximum pris en compte dans le calcul	Moment limite correspondant aux spécifications du marché	Résultat obtenu au cours de l'essai	Coefficient de sécurité par rapport au calcul
ELS	35,62 kN.m	-	53 kN.m (*)	1,5
ELU	52,20 kN.m	82,56 kN.m	117 kN.m (**)	2,25

Tableau I
Essai de flexion
Bending test

* Valeur correspondant à la fin du domaine linéaire
** Valeur correspondant à la rupture de la poutrelle

* Value corresponding to the end of the linear domain
** Value corresponding to the failure of the joist

	Contrainte maximum prise en compte dans le calcul	Contrainte limite correspondant aux spécifications du marché	Résultat obtenu au cours de l'essai	Coefficient de sécurité par rapport au calcul
ELS	2.44 MPa	5.43 MPa	10.22 MPa (*)	4.2
ELU	3.57 MPa	12.64 MPa	26.69 MPa (**)	7.5

Tableau II
Essai de cisaillement
Shearing test

* Valeur correspondant à la fin du domaine linéaire
** Valeur correspondant à la rupture de la poutrelle

pour la vérification à l'état limite ultime et la résistance au cisaillement.

La difficulté dans la conduite des calculs était bien entendu liée à l'utilisation d'un matériau nouveau "hors règlements" permettant de s'affranchir des aciers passifs. Le point sensible étant la prise en compte de la contribution des fibres dans les justifications à l'état limite ultime d'une part et celles des zones d'introduction de la précontrainte d'autre part.

Vérifications expérimentales

Dans le cadre de son marché, EDF avait prévu de faire effectuer une série d'essais sur des poutrelles. Ces essais devaient être conduits jusqu'à la rupture de façon à vérifier que les capacités réelles de la structure étaient en accord avec les valeurs prises en compte dans les calculs de dimensionnement. Un essai de flexion et un essai de cisaillement ont ainsi été réalisés.

Les résultats obtenus sont reportés sur les tableaux I et II. On notera l'excellent comportement de ce matériau, en particulier à l'effort tranchant.

ORGANISATION DU CHANTIER

Conditions d'intervention

Dans un souci évident de rentabilité de l'outil de production EDF, les durées d'intervention sont réduites au strict minimum. Ainsi, le chantier est constitué de dix phases d'intervention de 25 à 90 jours calendaires échelonnées sur 4 ans. Chaque phase mobilise, entre EGI et Hamon, environ 100 personnes.

Ces opérations ont lieu principalement l'hiver, dans une région où les conditions climatiques peuvent s'avérer extrêmement rudes (Thionville). En outre, la base des réfrigérants est soumise à un courant d'air permanent même lorsque ceux-ci sont hors service.

Phasage

L'enchaînement des tâches qui implique une étroite collaboration entre les deux entreprises se décompose comme suit :

- ◆ dépose de l'ancienne dispersion et nettoyage (Hamon);
- ◆ implantation (EGI);
- ◆ pose des poteaux (EGI);
- ◆ pose des poutres (EGI);
- ◆ mise en place de la dispersion en partie haute (Hamon);
- ◆ pose des poutrelles (EGI);
- ◆ mise en place de la dispersion en partie basse (Hamon).

Les rendements nécessaires et obtenus sont de



Photo 4
Stock de poutrelles
BSI préfabriquées
Stock of precast
BSI joists



Photo 5
Pose de la nouvelle
structure béton
Placing
the new concrete
structure

un secteur rénové par jour calendaire. Cela impose une cadence de pose de la structure génie civil de quatre secteurs par jour pour les poutres et les poteaux et de trois secteurs par jour pour les poutrelles (photo 5).

La mise en œuvre des poteaux et des poutres s'effectue à la grue automotrice 30 t. La pose des poutrelles fait l'objet d'un outil spécifique de pose (la mise en place de la dispersion haute faite précédemment ne permet plus d'accéder par le dessus),



constitué d'un chariot élévateur Maniscopic muni en tête d'une tourelle rotative.

Le personnel est réparti en deux équipes distinctes :

- ◆ une équipe effectuant la pose des poteaux et poutres ;
- ◆ une équipe de préparation, d'approvisionnement et de pose des poutrelles.

■ CONCLUSION

La rénovation des aéroréfrigérants de Cattenom démontre que des opérations de réhabilitation lourde peuvent être conduites dans les meilleures conditions en associant une préparation rigoureuse et une utilisation massive de la préfabrication. Mais surtout, cette opération restera comme la première utilisation en France de bétons ultra hautes performances à l'échelle industrielle.

Ce résultat est le fruit d'une démarche continue d'EDF en faveur de l'innovation et de la recherche de la qualité.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

EDF CNPE Cattenom

Maitre d'œuvre

EDF CNPE Tours

Titulaire du marché principal

Hamon Industrie Thermique

Titulaire du marché génie civil

EGI

Préfabrication

- Hürks Béton : Poutres - Poutrelles BSI
- Capremib : Poteaux B35

Etudes

- E.G.I. : Structure BSI
- Secoa : Poteaux

Essais

- LCPC
- CEBTP
- CEMETE
- CSTB
- ENTPE

ABSTRACT

EDF power plant in Cattenom (Moselle region) Renovation of packing in ultra high performance concrete

N. Cheminot, Th. Thibaux

After 20 years of service in a particularly severe environment, the four air coolers of the Cattenom (Moselle region) power station required complete rehabilitation of their heat exchange zones. To relieve a structure subjected to heavy ice loading, EDF devised a beam system and ultra-light intermediate supports compatible with the existing foundations. This led to the use, for the first time in France, of very high performance (VHP) concrete offering light weight and durability. Awarded the renovation contract, the heat exchange specialist Hamon selected EGI (subsidiary of the Quillery Group) for the civil engineering work. Within this framework, EGI designed and placed a new concrete with exceptional properties, known as BSI (special industrial concrete).

DEUTSCHES KURZREFERAT

EDF-Atomkraftwerk in Cattenom im Departement Moselle Sanierung des Wärmetauscherkörpers mit Höchstleistungsbeton

N. Cheminot, Th. Thibaux

Nach 20 Jahren Betrieb unter außerordentlich ungünstigen Umgebungsbedingungen war an den vier Kühltürmen des Kraftwerks Cattenom (Departement Moselle) eine komplette Sanierung der Wärmetauscherbereiche unerlässlich. Um die einer sehr starken Überbeanspruchung durch Eis ausgesetzten Struktur zu entlasten, hat der französische Stromversorger EDF ein Trägerwerk geschaffen, das als ultraleichte Zwischenabstützung mit den vorhandenen Fundamenten vereinbar ist. Zum ersten Mal in Frankreich wurden hierbei neuartige Höchstleistungsbetons eingesetzt, die sich gleichzeitig durch geringes Gewicht und lange Haltbarkeit auszeichnen. Der Hauptauftragnehmer Hamon, ein Unternehmen aus der Branche der Wärmetechnik, hat EGI (eine Tochtergesellschaft der Quillery-Gruppe) mit den Bauar-

beiten beauftragt. In diesem Rahmen hat EGI einen neuen Beton mit hervorragenden Eigenschaften, den BSI (Béton spécial industriel), entwickelt und eingesetzt.

RESUMEN ESPAÑOL

Central EDF de Cattenom, en Mosela Renovación del cuerpo de intercambio de hormigón de características superiores

N. Cheminot, Th. Thibaux

Tras 20 años de servicio en un entorno particularmente rudo, los cuatro refrigerantes atmosféricos de la central de Cattenom (Mosela) precisaban una rehabilitación completa de sus zonas de intercambio térmico. Para descargar una estructura sometida a fuertes sobrecargas de hielo, EDF ha imaginado crear un sistema de vigas, soporte intermediario ultraligero compatible con los cimientos existentes. De ello se ha derivado la utilización, por vez primera en Francia, de los hormigones de características sumamente elevadas que brindan un bajo peso y una gran duración. Titular del contrato de renovación, el especialista térmico Hamon ha encargado a EGI (filial del grupo Quillery) las obras de ingeniería civil. En este marco EGI ha diseñado e implementado un nuevo hormigón de características excepcionales, el HEI (hormigón especial industrial).

Centrale EDF de Cattenom

Du béton de poudres réactives (BPR) pour le nucléaire

Dans le cadre de la rénovation des structures internes des aéroréfrigérants (figure 1) de la centrale nucléaire de Cattenom, EDF a passé commande à Bouygues TP de plus de 2 500 poutres et poutrelles en BPR (tableau I). Les structures de dispersion des aéroréfrigérants sont composées de corps d'échange dont la partie supérieure est suspendue au bassin d'eau chaude et la partie inférieure à un portique intermédiaire s'appuyant sur les fondations. Le portique est constitué de poteaux en béton armé, de poutres 14,3 m de portée en BPR précontraint sur lesquelles s'appuient des poutrelles de 6,45 m de longueur moyenne en BPR précontraint (figure 2).

L'ambiance régnant à l'intérieur du corps d'échange est particulièrement rigoureuse. La structure est ainsi soumise à deux phénomènes sévères :

- ◆ les cycles de gel et de dégel : pendant l'hiver, ces cycles provoquent la formation de glace et des risques d'éclatement du béton ;
- ◆ l'agressivité chimique de l'eau : l'eau du circuit de refroidissement allant au condenseur est traitée chimiquement. Dans le cas de Cattenom, l'eau brute est naturellement saumâtre ce qui augmente l'agressivité chimique vis-à-vis du béton.

Le choix du matériau BPR permet de répondre aux exigences et aux conditions extrêmes de ce chantier et cela sur les deux plans :

◆ **performances mécaniques** : la résistance à la traction due à l'apport des fibres et son importante résistance à la compression permettent de diminuer considérablement les épaisseurs et les dimensions des poutres et poutrelles, d'où un gain de poids particulièrement appréciable (47 % de poids par rapport à une solution classique). Dans le cas de Cattenom, cet allègement de la structure est crucial compte tenu de la qualité médiocre du sol qui limite la surcharge apportée par la nouvelle construction ;

◆ **durabilité** : la compacité du matériau BPR contenant très peu d'eau est un gage d'un très bon comportement vis-à-vis des eaux agressives et de la tenue au gel-dégel. Par ailleurs, la présence des fibres métalliques diminue le risque de fissuration.

LE MATÉRIAU BPR

Les essais de qualification du matériau BPR ont été réalisés par EDF à l'occasion de la rénovation d'un réfrigérant de la centrale de Chinon en 1996.

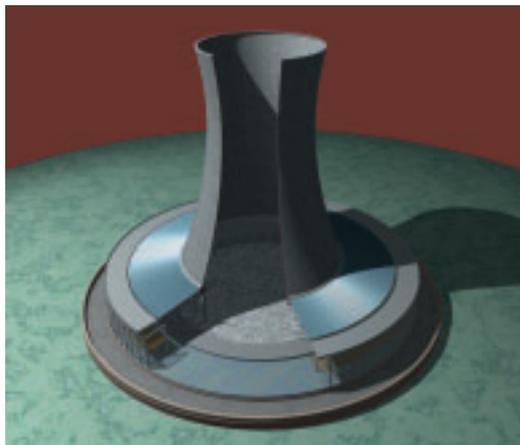


Figure 1
Aéroréfrigérant
Air cooler

Composition	Dosage (kg/m ³)
Ciment	714
Sable	1021
Fumée de Silice	232
Quartz broyé	214
Fibres métalliques	160
Superplastifiant (E.S.)	12.1
Eau totale	139
Rapport Eau/Liant	0,15

Tableau II
Composition du BPR
Composition of BPR

Tableau I
Chiffres clés
Key figures

Poutres	270
Poutrelles	2376
Volume de BPR	823 m ³
Précontrainte	87 tonnes
Production / semaine	100 pièces

Ils comprenaient des essais à rupture de poutrelles en flexion.

Ces essais ont permis à EDF de rédiger des prescriptions adaptées à ce nouveau matériau pour les épreuves d'étude et de convenance, sur la base d'un processus de fabrication dans une centrale à béton. Ces adaptations ont porté principalement sur la prise en compte de tolérances plus étroites, et sur la prise en compte du traitement thermique. L'entreprise Bouygues a proposé comme formule de base un BPR mis au point à l'occasion des essais préalables sur la centrale de Chinon, qui avaient conduit à choisir des composants permettant une mise en œuvre par tube plongeur à partir d'une trémie d'injection ou d'une pompe.

Après l'épreuve d'étude effectuée au laboratoire de la Direction Scientifique du groupe Bouygues, cette formule a été conservée pour l'épreuve de convenance exécutée sur le site de production (tableau II).

L'épreuve de convenance a permis d'affiner la procédure de malaxage et de coulage des poutres et

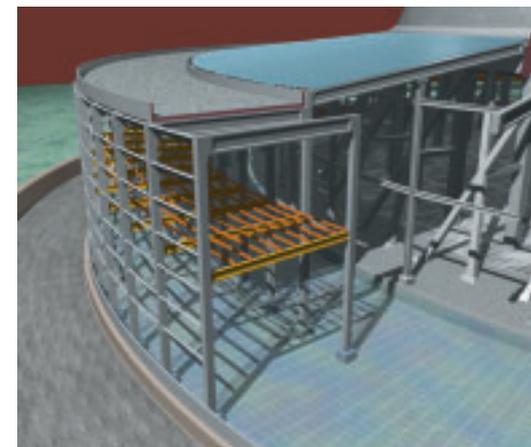


Figure 2
Poutraison intermédiaire poutrelles
Beam arrangement with intermediate joists

Figure 3
Coupe transversale des poutres et poutrelles
Cross section of beams and joists

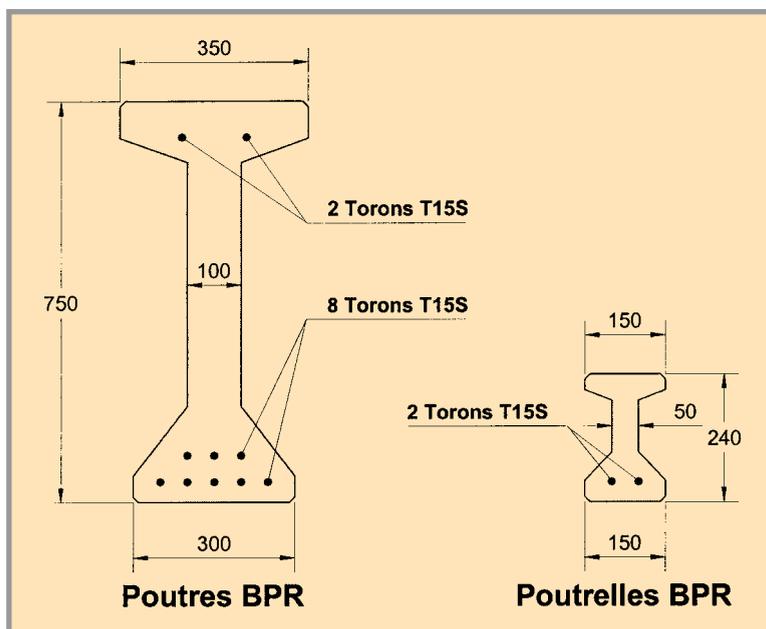


Tableau III
Caractéristiques des poutres et poutrelles
Characteristics of beams and joists

	Poutres	Poutrelles
Longueur unitaire	14,29m	6,45m moyen
Section unitaire	0,1209 m ²	0,0225 m ²
Précontrainte unitaire	10 torons T15S	2 torons T15S
Nombre total	270 unités	2376 unités
Volume total de BPR	811 m ³	
Précontrainte totale	81520 kg	

Tableau IV
Contraintes maximales dans les poutres et poutrelles
Maximum stresses for beams and joists

Justification aux ELS		Justification aux ELU	
Flexion (MPa)		Cisaillement (MPa)	Flexion
Traction	Compression		Compression
7,9	34,8	4,5	54,8
			5,7

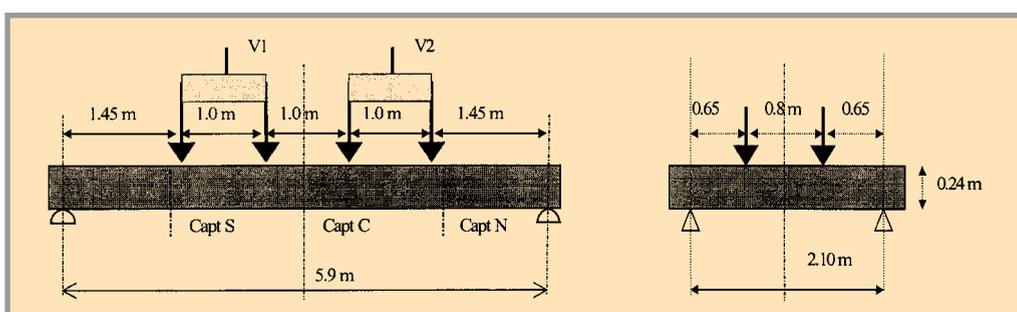


Figure 4
Schéma des essais de flexion (à gauche) et d'effort tranchant (à droite)

Diagram of bending tests (on left) and shearing force tests (on right)

poutrelles, en particulier pour éviter le bullage des parements, conformément au cahier des charges EDF.

DESCRIPTION DE LA STRUCTURE - DIMENSIONNEMENT

Le plancher à couvrir est annulaire (figure 2). Les poutres maîtresses qui sont radiales reçoivent un réseau de poutrelles circonférentielles auxquelles sont suspendus des filets verticaux en acier inoxydable dont la fonction est de condenser une partie de la vapeur d'eau qui traverse ces filets avant

de s'échapper de l'aéroréfrigérant. Un ensemble poutre-poutrelles couvre un secteur de 4°, soit 90 secteurs implantés sur la périphérie d'un aéroréfrigérant.

Toutes les poutres sont identiques et de section constante; il y a neuf types de poutrelles, elles aussi de section constante (figure 3), qui ne se différencient que par leur longueur comprise entre 6,04 m pour la plus courte et 6,86 m pour la plus longue (tableau III).

Pour les calculs, la surcharge verticale majeure est le poids de la glace qui peut se former dans le corps d'échange lors d'une arrivée d'air froid. La charge de glace dite normale est de 300 daN par mètre carré de plancher; elle peut atteindre 500 daN/m² en situation accidentelle.

On peut noter que dans le bilan des charges verticales, les surcharges de glace dite normale représentent 10 fois le poids des charges permanentes. Des charges horizontales telles que l'action de l'écoulement de l'air à travers le corps d'échange et l'action de la température sont à combiner avec la surcharge de glace.

Les vérifications en flexion composée déviée sont faites en classe II du BPEL pour les Etats Limites de Service; pour les Etats Limites Ultimes, on suppose que le BPR ne résiste pas à la traction.

En situation d'exécution

C'est au moment de la détension des torons que le matériau est le plus sollicité en flexion. Les contraintes maximales de compression et de traction atteignent respectivement 31,0 et 6,1 MPa. A cet instant, le BPR n'a pas encore subi son traitement thermique et sa résistance à la compression est de 70 MPa.

Ces contraintes ont été atteintes expérimentalement et constituent une épreuve en vraie grandeur du matériau.

En situation d'exploitation

Les contraintes maximales dans le matériau sont résumées dans le tableau IV. On observe que la capacité de résistance à la compression du BPR est loin d'être atteinte dans la mesure où la résistance caractéristique à la compression est de 180 MPa.

Les capacités de résistance à la traction et au cisaillement sont beaucoup mieux utilisées; le cas de charge dimensionnant en cisaillement aux ELU est obtenu lorsqu'un secteur s'est effondré alors que le secteur adjacent est chargé de glace; il en résulte une torsion importante dans la poutre intéressée.

A leurs extrémités, les poutres et poutrelles reposent sur des appuis en élastomère fretté; des dispositifs spéciaux permettent d'équilibrer les efforts de torsion.

■ FABRICATION

Le chantier de préfabrication des éléments BPR a été installé sur la base technique du groupe Bouygues (photo 1). Les travaux d'installation du chantier ont débuté en avril 1997. Début septembre 1997, les équipes du chantier sont entrées en cycle pour produire 100 pièces par semaine. Les travaux de préfabrication des éléments BPR destinés aux trois premiers aëroréfrigérants de Cattenom se sont achevés à la fin mars 1998. Les poutres et poutrelles BPR sont précontraintes par toron adhérent T15S. La mise en précontrainte des éléments BPR par détension des torons est effectuée 40 heures après bétonnage, ce qui permet un bétonnage tous les jours, grâce à deux batteries de coffrage.

Le bétonnage est effectué à l'aide d'une pompe à béton mobile couvrant toute la zone de préfabrication. Après la détension des torons les éléments sont évacués vers une des étuves pour subir une thermomaturation de 48 heures à 90 °C (photo 2).

■ CONTRÔLE QUALITÉ

Cette production industrialisée a fait l'objet d'un contrôle qualité renforcé, depuis la réception des composants jusqu'au stockage des éléments sur le site. Tous les composants subissent un double test de réception : au départ de l'usine et à l'arrivée sur chantier. Les paramètres de malaxage sont enregistrés. Chaque journée de bétonnage fait l'objet de confection d'éprouvettes de flexion et de compression qui sont écrasées au laboratoire du groupe Bouygues. Afin de s'assurer de la bonne maturation du BPR après bétonnage, les températures des coffrages, du BPR et de l'étuve sont enregistrées. Avant expédition, les poutres et poutrelles sont à nouveau vérifiées en terme de conformité géométrique et d'aspect (photo 3).

Les résultats des contrôles sur le BPR sont indiqués dans le tableau V. Ces valeurs indiquent une résistance caractéristique supérieure à 200 MPa, bien au-delà de la prescription de 180 MPa. On voit par ailleurs qu'il est possible d'atteindre plus de 170 MPa à 28 jours sans traitement thermique. Une optimisation de la section des poutres, ainsi que de la formulation du BPR permet d'envisager des fabrications sans traitement thermique.

■ VALIDATION EXPÉRIMENTALE

Essais mécaniques

Le cahier des charges des épreuves de convenance prévoyait la réalisation de deux essais mécaniques sur poutrelles. Le but de ces essais était de s'assurer que la capacité portante en terme de résistance en flexion et de résistance à l'effort tran-



Photo 1
Vue générale du chantier
General view of site



Photo 2
Enceinte de traitement thermique
Heat treatment chamber



Photo 3
Vue des poutres
View of beams

chant d'éléments échelle 1 coulés dans les conditions de production était suffisante. En complément de l'expérience acquise précédemment, ces essais devaient permettre d'apporter un meilleur éclairage sur les deux points suivants :

- ◆ répartition moyenne des fibres dans la structure ;
- ◆ résistance à l'effort tranchant d'une poutrelle à âme mince, sans armature passive.

Les essais, dont le dispositif expérimental est représenté figure 4, ont été réalisés par le LCPC. Les poutrelles avaient été coulées une semaine auparavant. Une instrumentation très complète a permis d'accéder à la fois au comportement global de la structure et à certaines indications locales. Ces deux essais, qui dégagent des marges de sécurité importantes (deux en flexion et quatre en effort tranchant) ont pleinement conforté les justifications réglementaires proposées pour ces poutres. Ils montrent également une voie pour l'évolution de ces règles qui devra bien entendu être faite avec toute la prudence nécessaire.

Essais en atmosphère agressive

En parallèle de ces essais purement mécaniques, des essais de durabilité *in situ* ont été réalisés. Le but est de confirmer la dégradation sur l'utilisation

Résistance à la compression, après traitement thermique	225 MPa
Résistance à la flexion, après traitement thermique	40 MPa
Résistance à la flexion, avant mise en précontrainte	25 MPa
Résistance à la compression à 28 jours, sans traitement thermique	183 MPa

Tableau V
Résistances moyennes obtenues sur chantier

Average strength obtained in the field

de précontrainte dans les poutres installées dans les aéroréfrigérants, de vérifier la valeur de l'enrobage des torons et de tester plusieurs types de cachetage aux abouts. Deux poutrelles, dont la fibre du talon précontraint est tendue à 14 MPa, c'est-à-dire au-delà du seuil de microfissuration du BPR, ont été installées en 1996 dans le secteur d'échange de l'aéroréfrigérant n° 1 de Cattenom. Un suivi à long terme permettra d'avoir un retour sur la durabilité des structures précontraintes en BPR, à l'échelle 1, dans des conditions réelles d'utilisation particulièrement agressives.

CONCLUSION

La rénovation des aéroréfrigérants de Cattenom a démontré la faisabilité industrielle d'éléments en BPR avec des méthodes classiques de mélanges et de coulage. La production en série de 270 poutres de 14 m de longueur et 2 376 poutrelles de 6 m représente 1 000 m³ de BPR précontraint. Les mesures effectuées et les enseignements recueillis à l'occasion de cette opération constituent aujourd'hui une base de données pour établir des règles de conception et de fabrication adaptées à ce nouveau matériau. Il apparaît notamment que :

- ◆ les résultats de tous les essais permettent de réduire les marges prises au début du projet. Ceci doit se traduire par une diminution de la précontrainte ;
- ◆ la géométrie des éléments de structure doit être revue et optimisée. Toutefois la réduction des dimensions géométriques doit s'accompagner d'une réduction des tolérances de réalisation (implantation de la précontrainte, géométrie et rigidité des coffrages) ;
- ◆ le traitement thermique à 90° en atmosphère humide rend difficile l'utilisation du BPR 200 en coulage *in situ*, mais les résultats de contrôles indiquent qu'on peut envisager des fabrications de BPR coulé en place, sans traitement thermique aux alentours de 180 MPa de résistance à la compression.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

EDF CNPE Cattenom

Maitrise d'œuvre

EDF CNEPE

Support technique

EDF SEPTEN, EDF TEGG

Entreprise principale

Hamon Industrie Thermique

Préfabrication des poutres

Bouygues TP

Essais

- LCPC - CEBTP

ABSTRACT

EDF power plant in Cattenom Reactive powder concrete (BPR) for the nuclear industry

A. Bekaert, M. Behloul, J. Dugat, R. Adeline, H. Lacombe

Over 2,500 beams and joists in prestressed reactive powder concrete (BPR) were used for the renovation of the internal structures of the air coolers at the Cattenom nuclear power plant. Designed to support the heat exchange packing which lowers the temperature of the power plant's cooling system, this network of beams is subjected to physical and chemical aggression (runoff water, freeze-thaw cycles) detrimental to the structures. The waterproofing properties of BPR, its freeze-thaw resistance and its mechanical performance made it possible to comply with the requirements of this project.

All these beams and joists were manufactured under industrial conditions at the Sablons technical base. These elements without any passive reinforcement were precast at the rate of 20 units per day. The design of the beams required the establishment of specific rules suited to BPR. Worked out by EDF Septen (heat and nuclear engineering project department) in conformity with BPEL (limit state design) regulations and Afrem recommendations on steel-fibre concrete, these provisions were validated experimentally by means of full-scale tests conducted by the LCPC (French transport research laboratories). This industrialised production was subjected to stringent quality control. The average compressive strength obtained is 225 MPa.

DEUTSCHES KURZREFERAT

EDF-Atomkraftwerk in Cattenom Reaktivpulverbeton (BPR) für Nuklearanwendungen

A. Bekaert, M. Behloul, J. Dugat, R. Adeline, H. Lacombe

Mehr als 2500 größere und kleinere Träger aus Spann-BPR (Reaktivpulverbeton) sind bei der Sanierung der Innenstrukturen der Kühltürme des Kraftwerks Cattenom zum Einsatz gekommen. Als Abstützung für den Wärmetauscherkörper des Kühlsystems des Kraftwerks ist dieses Netzwerk aus Trägern physiko-chemischen Angriffen (Rieselwasser, Wechsel zwischen Frost und Auftauen) ausgesetzt, die keine günstige Voraussetzung für die Langlebigkeit der Strukturen darstellen.

Die Dichtungseigenschaften des BPR, seine Widerstandsfähigkeit bei Frost-Auftau-Wechselbeanspruchung und seine mechanische Leistungsfähigkeit haben es ermöglicht,

den Anforderungen dieses Projekts gerecht zu werden. Die Träger sind unter industriellen Bedingungen im technischen Zentrum Les Sablons gefertigt worden. Diese ohne Passivbewehrung auskommenden Elemente sind in einem Takt von 20 Einheiten pro Tag hergestellt worden. Der rechnerische Nachweis für die Dimensionierung der Träger mußte nach speziell an den BPR angepaßten Regeln geführt werden. Diese von der Abteilung für thermische und nukleare Konstruktionen und Projekte der EDF unter Zugrundelegung der BPEL - Richtlinien und der Afrem - Empfehlungen bezüglich der Faserbetone ausgearbeiteten Bestimmungen sind durch Versuche des Maßstabs 1 vom straßenbautechnischen Zentrallabor LCPC validiert worden. Die industrialisierte Produktion war Gegenstand einer verstärkten Qualitätskontrolle. Als durchschnittliche Druckfestigkeit wurde ein Wert von 225 Mpa ermittelt.

RESUMEN ESPAÑOL

Central EDF de Cattenom Hormigón formado por polvo reactivo (HPR) para las instalaciones nucleares

A. Bekaert, M. Behloul, J. Dugat, R. Adeline y H. Lacombe

Más de 2500 vigas y viguetas de hormigón formado por polvo reactivo pretensado se han utilizado para la renovación de las estructuras internas de los refrigerantes atmosféricos de la central nuclear de Cattenom. Destinada a soportar el cuerpo de intercambio térmico que garantiza el enfriamiento del circuito de refrigeración de la central, esta red de vigas está sometida a las agresiones físico-químicas (aguas de escorrentía, heladas y deshielo) perjudiciales para la duración de las estructuras. Las cualidades de impermeabilización del HPR, su resistencia a las heladas y deshielo así como sus altas características mecánicas han permitido responder a los requerimientos de estas obras.

El conjunto de estas vigas y viguetas se han fabricado en condiciones industriales en la base técnica de Les Sablons. Estos elementos, sin ninguna armadura pasiva, se han prefabricado según un ritmo de 20 unidades diarias. La justificación del cálculo dimensional de las vigas ha precisado el establecimiento de reglas específicas adaptadas al HPR. Elaboradas por EDF Septen (Servicio de estudios y proyectos térmicos y nucleares) a partir del reglamento BPEL y de recomendaciones Afrem acerca de los hormigones formados por fibras, estas disposiciones se han convalidado experimentalmente por medio de ensayos a escala natural ejecutados por el LCPC (Laboratorio Central de Puentes y Caminos de Francia). Esta producción industrializada ha sido objeto de un control de calidad reforzado. La resistencia de promedio a la compresión obtenida es de 225 MPa.

Le projet national Kronos 1

Les facteurs d'influence sur le vieillissement des ouvrages d'art

De nombreuses études se penchent sur le vieillissement des différents matériaux constitutifs des ouvrages; par contre, on connaît mal le vieillissement des ouvrages proprement dits utilisant ces mêmes matériaux. C'est pour combler cette lacune que le projet national Kronos 1 a été bâti. Il s'intéresse aux facteurs d'influence sur le vieillissement des ouvrages avec pour objectifs principaux :

- la recherche des facteurs d'influence sur les ouvrages d'art existants et leurs équipements, et la mise en évidence des liens entre facteurs, désordres induits et travaux de remise à niveau en rajoutant chaque fois que possible une dimension économique à la recherche;
- l'analyse des résultats obtenus sur les ouvrages existants pour tirer des enseignements utiles pour les ouvrages du futur.

Le projet concerne tous les types d'ouvrages d'art, qu'ils soient en béton armé ou précontraint, en maçonneries ou en métal. Il analyse très en détail l'influence des différents facteurs tant sur l'ensemble des ouvrages que sur les ouvrages les plus courants et formule quelques recommandations pour les ouvrages du futur.

■ LE PROJET NATIONAL KRONOS 1

La recherche s'appuie essentiellement sur l'étude du comportement dans le temps des ouvrages d'art et en particulier des ponts routiers ou ferroviaires. Elle a cependant été conduite de façon à pouvoir être étendue à tous types de structure.

Bénéficiant de la concertation et de l'échange d'expérience entre différents maîtres d'ouvrage, le projet dispose des données recueillies au cours des opérations de surveillance des ouvrages. Il s'est plus particulièrement fixé pour objectifs :

- ◆ de mettre en évidence les différents facteurs influant sur les ouvrages et leur fréquence;
- ◆ de faire apparaître les désordres qu'ils induisent et leur fréquence;
- ◆ d'analyser les travaux de remise à niveau des ouvrages qui sont la conséquence des désordres;
- ◆ d'évaluer enfin, le poids économique de chacun des facteurs.

Il s'agit donc essentiellement d'une étude statistique qui doit aider les gestionnaires d'ouvrages dans leur choix d'actions prioritaires, mais qui doit aussi permettre aux concepteurs et aux constructeurs d'ouvrages du futur de réaliser des ouvrages de qualité, durables et bien entretenus.

Les membres adhérents au projet Kronos 1 sont : l'ATILH, le CEBTP, EDF, le LCPC, le Port Autonome du Havre, la RATP, la direction des Routes (Setra), la SNCF. Une convention a été signée avec la Drast, le 22 mai 1996. Le projet Kronos 1 est géré par l'Irex. Il a été suivi par un comité de pilotage com-

posé des maîtres d'ouvrage ayant mis des données à disposition.

■ L'ÉCHANTILLON À LA BASE DU PROJET

L'étude a été limitée aux facteurs d'influence sur le vieillissement des ouvrages d'art à partir de données disponibles sur un échantillon de ponts routiers et de ponts ferroviaires précisé ci-après. Des données complémentaires sur le comportement des aëroréfrigérants EDF ont aussi pu être exploitées.

Les données sur les ponts routiers de la direction des Routes

Le réseau routier français dans sa totalité compte environ 900 000 km de routes, dont 36 000 appartiennent à l'Etat, 6 000 sont exploités par des sociétés concessionnaires d'autoroutes et 30 000 sont gérés par la direction des Routes du ministère de l'Équipement. C'est cette dernière partie du réseau qui est prise en compte dans le projet.

Le réseau routier géré par la direction des Routes, routes nationales non concédées, comporte environ 22 000 ouvrages et représente une surface de tablier légèrement inférieure à 8 000 000 m². La valeur à neuf du parc représente environ 70 milliards de francs.

Ce réseau est suivi par le Setra qui, dans le cadre

**Circulation d'eau
au travers du tablier**

*Flow of water
through the deck*



► d'une étude connue sous le sigle d'IQOA (Image qualité des ouvrages d'art), a défini une classification des ouvrages destinée à fournir un indicateur de l'état moyen d'un ensemble d'ouvrages en s'appuyant sur une évaluation de chaque ouvrage de l'ensemble. Des documents récents ont été publiés à ce sujet auxquels il est intéressant de se référer.

L'étude IQOA comporte un second volet qui est une enquête très approfondie sur une sélection d'ouvrages représentative du parc mais qui n'a pris en compte que les ouvrages présentant des désordres. Les ouvrages parfaitement sains représentent environ 15 % du parc, ils n'entrent pas dans la sélection. Le but de cette enquête était de permettre une évaluation du coût de réparation de l'ensemble du patrimoine. La sélection a été faite par tirage au sort en fonction de deux critères : le type de matériaux et la classe IQOA. Ces ouvrages tirés au sort, au nombre de 539 initialement, ramenés dans l'étude Kronos à 441, ont été étudiés en détail et leur pathologie a été parfaitement identifiée.

C'est sur cette enquête très précise que s'appuie le projet Kronos I. Elle permet de disposer de dossiers établis par département et par région comprenant pour chaque ouvrage :

- ◆ la fiche de synthèse de l'évaluation IQOA de l'ouvrage ;
- ◆ les données de l'inspection détaillée ou le PV de visite à la base de l'évaluation ;
- ◆ une liste des désordres relevés sur l'ouvrage et un diagnostic sur leurs origines ;
- ◆ une liste de travaux de remise à niveau avec les coûts correspondants.

L'échantillon retenu dans le projet pour les ouvrages de la direction des Routes est donc constitué par ces 441 ponts routiers, désignés plus avant sous le nom de "ponts Setra".

Les ouvrages les plus représentés sont :

- ◆ les ponts en maçonneries (89) ;
- ◆ les ponts dalle ou à nervure en béton précontraint (63) ;
- ◆ les ponts dalles ou à dalle nervurée en béton armé (40) ;
- ◆ les pontiques simples ou doubles (39) ;

- ◆ les ponts à poutres sous chaussées (35) ;
- ◆ les buses métalliques (30) ;
- ◆ les ponts cadres (28) ;
- ◆ les ponts caissons en béton précontraint (25) ;
- ◆ les buses en béton (22).

En surface, la totalité des ouvrages traités représente 266 804 m², à comparer à la surface totale des ouvrages du patrimoine Setra 8 000 000 m².

La distribution par type en surface est tout à fait différente de celle relevée dans le tableau donnant la répartition en nombre des ouvrages : les ponts les plus représentés en surface sont de loin les ponts à caissons précontraints, suivis par les ponts dalles ou à nervures précontraints et les ponts à poutres ou caissons métalliques sous chaussées et dalle béton participante.

Les données de la SNCF

Le Réseau Ferré de France possède un parc de 100 000 ouvrages d'art dont 80 000 ponts. La SNCF en est le gestionnaire d'infrastructure délégué. La valeur à neuf de ce patrimoine est estimée à 180 milliards de francs dont 82 milliards pour les ponts. Dans leur ensemble, les ouvrages (en dehors du parc très récent des TGV) sont très âgés et peu renouvelés. Certains datent des premières lignes de chemin de fer et ont plus de 100 ans. 50 % des ponts métalliques ont plus de 80 ans. La plupart de ces ouvrages exigent une grande attention, car les conditions d'exploitation (charges et vitesse) se sont alourdies de façon spectaculaire, très au-delà de ce pour quoi ils avaient été conçus. La SNCF a donc dû mettre en place un système de surveillance et de méthodes de cotation très précises pour bâtir un programme de maintenance lui permettant d'assurer la fiabilité et la sécurité des ouvrages.

La cotation d'un ouvrage comporte quatre éléments qui concernent :

- ◆ l'état de l'ouvrage ;
- ◆ le facteur d'évolution de l'état ;
- ◆ les conséquences de l'état sur l'exploitation ;
- ◆ la maintenance et les enjeux stratégiques de l'ouvrage.

L'état de l'ouvrage relève d'un constat physique des différentes pathologies affectant l'ouvrage, présenté sous forme d'un relevé de codes d'avaries se référant à un catalogue détaillé. A chaque avarie correspond une note, que l'on associe à un coefficient de structures, fonction de la partie d'ouvrage concernée et du facteur d'évolution correspondant s'il est défini. Le jeu de tous ces coefficients permet d'obtenir la note finale sur 100.

L'échantillon d'ouvrages appartenant à RFF retenu par Kronos comporte 181 ponts désignés sous le nom de "ponts RFF". Ils représentent les quatre types principaux d'ouvrages ferroviaires les plus courants (voûtes en maçonneries, poutrelles enrobées, métal, dalle béton armé). Pour chacun des types retenus, on a pris au hasard des ouvrages

en se référant à la courbe générale de cotation de l'ensemble des ouvrages du type retenu et en s'efforçant de choisir un quart d'entre eux à forte cotation, un quart à cotation moyenne haute, un quart à cotation moyenne basse, un dernier quart à cotation basse. La distribution en nombre des 181 ouvrages RFF est la suivante :

- ◆ 50 ponts métalliques ;
- ◆ 40 ponts en maçonneries à voûte surbaissée ;
- ◆ 50 ponts à poutrelles enrobées ;
- ◆ 41 ponts en béton armé ;

La surface total des ouvrages RFF sélectionnés est de 30184 m².

Remarque générale sur l'ensemble des ouvrages retenus

On voit ainsi que la sélection générale SNCF est très complémentaire de celle du Setra. Elle fait apparaître :

- ◆ des ouvrages à poutrelles enrobées (très peu présents dans l'échantillonnage Setra) ;
- ◆ des ouvrages métalliques en arc et à dalles béton non participantes ;
- ◆ de gros ouvrages en maçonneries très circulés donc très sollicités, (alors que les ouvrages en maçonneries retenus par le Setra sont plutôt de petits ouvrages).

De plus, les ouvrages RFF sont, pour la plupart, très anciens (fin du siècle dernier) alors que ceux du parc Setra sont beaucoup plus récents (en majorité postérieurs à la dernière guerre mondiale). Enfin, les conditions d'environnement et d'exploitation sont assez différentes ce qui élargit la portée de Kronos.

■ LA BASE DE DONNÉES CRÉÉE POUR LE PN KRONOS 1

Afin de faciliter l'exploitation des données et pour permettre une lecture simple et homogène des différents documents, toutes les données ont été codifiées.

Il est ainsi possible d'établir un langage commun à tous les intervenants. La codification concerne les différents éléments pris en compte dans l'analyse, à savoir les facteurs d'influence, les désordres et les travaux à prévoir. Le projet s'est efforcé de caractériser ces données de la façon la plus complète possible pour qu'elles soient applicables à tous les types d'ouvrages du génie civil. Elles pourraient ainsi être étendues sans difficultés aux ouvrages de bâtiments.

Codification des facteurs d'influence

La liste des facteurs reprend et explicite les facteurs d'influence pouvant intervenir sur le comportement des ouvrages dans le temps. Chaque facteur



Défauts de bétonnage et d'enrobage

Concrete and coating defects

d'influence est susceptible de générer des désordres potentiels, étant entendu évidemment qu'un désordre peut être associé à plusieurs facteurs et qu'un même facteur peut entraîner plusieurs désordres. Les facteurs d'influence ont été regroupés par grande famille, en fonction de leur origine, à savoir :

- ◆ code 1 : les facteurs liés à l'origine des matériaux entrant dans la structure ;
- ◆ code 2 et code 3 : les facteurs liés à la mise en œuvre ;
- ◆ code 4 : les facteurs liés à la conception de la structure ;
- ◆ code 5 : les facteurs liés à l'environnement ;
- ◆ code 6 : les facteurs liés aux conditions d'exploitation ;
- ◆ code 7 : les facteurs liés au manque d'entretien ;
- ◆ code 8 : les facteurs liés à des conditions exceptionnelles ;
- ◆ code 9 : les facteurs liés à des causes indéterminées ;
- ◆ code 10 : les facteurs liés au "vieillessement".

Chaque grande famille de facteurs d'influence est ensuite divisée en classes, sous-classes..., en fonction par exemple du matériau constitutif des ouvrages. On obtient ainsi une liste beaucoup plus détaillée, qui permet de préciser toutes les caractéristiques des facteurs concernant un ouvrage. Cela n'est bien entendu possible que si les données de base sont elles-mêmes très précises.

Remarque importante : lorsque plusieurs facteurs jouent sur un même désordre, un seul facteur dit principal a été retenu : le facteur principal est celui sans la présence duquel le désordre relevé n'existerait pas.

La cotation des désordres

Le projet Kronos a établi une liste commune de désordres potentiels en distinguant sur les ouvrages trois parties :

- ◆ les équipements, qui sont les dispositifs ajoutés à la structure porteuse et destinés à assurer l'utilisation de l'ouvrage par l'utilisateur dans des conditions de confort et de sécurité satisfaisantes, à faciliter la surveillance ou à améliorer l'esthétique. Pour les ponts routiers par exemple, il s'agit du re-

Dégarnissage de tête de pieu
Stripping of pile head



fluence sur le vieillissement de l'ensemble des équipements d'ouvrages ;

◆ des annexes, analysant les facteurs d'influence par type d'ouvrages, sept types d'ouvrages courants ont été retenus.

La totalité des résultats peut être obtenue auprès de l'Irex. Cet article par contre, se limite à la présentation sommaire et partielle des deux premières parties. Il est indispensable de se reporter au document complet, si l'on veut des résultats détaillés.

Les résultats sur l'ensemble des ouvrages

Les structures des ouvrages Setra

Les facteurs d'influence sur le vieillissement de la structure des ouvrages Setra

A chaque désordre relevé sur un ouvrage est associé un facteur principal d'influence. Le tableau I donne le pourcentage de fois où l'on rencontre un facteur donné pour l'ensemble des désordres.

Les principaux désordres sur les structures Setra

On relève :

- ◆ des défauts d'étanchéité sur 38 % des ouvrages ;
- ◆ des descellements, disjointoiements sur 16 % d'entre eux ;
- ◆ des défauts d'enrobage des aciers sur 14 % d'entre eux ;
- ◆ des éraflures, épaufrures sur 12 % d'entre eux ;
- ◆ des fissures de retrait gêné sur 12 % d'entre eux ;
- ◆ des altérations de surface sur 10 % d'entre eux ;
- ◆ la corrosion sur 9 % d'entre eux ;
- ◆ des désordres sur appareils d'appuis néoprène sur 9 % d'entre eux ;
- ◆ des fissures de flexion longitudinales sur 8 % d'entre eux ;
- ◆ la présence de végétation.

Les autres désordres qui apparaissent ne touchent qu'un très faible nombre d'ouvrages. Parmi eux, il faut citer la présence d'alcaliréaction et des désordres sur précontrainte qui ne sont relevés que sur 1 % des ouvrages.

Les appuis des ouvrages Setra

Les facteurs d'influence sur le vieillissement les appuis des ouvrages Setra sont reportés sur le tableau II.

Les désordres sur les appuis et fondations des ouvrages Setra

On observe :

- ◆ des affouillements sur 15 % des ouvrages ;
- ◆ des fissures de retrait gêné sur 11 % d'entre eux ;
- ◆ des accumulations d'eau et de boue sur les sommiers sur 9 % d'entre eux ;
- ◆ des descellements de pierres, disjointoiements sur 9 % d'entre eux ;
- ◆ des déformations diverses sur 7 % d'entre eux ;

vêtement de chaussées, des trottoirs et des bordures, des dispositifs de retenue, des corniches, des dispositifs d'évacuation des eaux, des joints de chaussées et de trottoir et des dispositifs divers d'exploitation, de visite, d'entretien... ;

◆ la structure et les appareils d'appuis, qui concerne les tabliers et les appareils d'appuis dans le cas d'ouvrages dotés d'appuis indépendants ou l'ensemble de la structure porteuse pour les ouvrages monolithiques, y compris les dispositifs de protection, étanchéité, peinture, protection anti-corrosion ;

◆ les appuis et les fondations, qui regroupent les piles et les culées des ouvrages dotés d'appuis indépendants et les fondations, y compris les dispositifs de protection comme parafouilles, enrochements... On doit toutefois noter que pour les ouvrages RFF en maçonneries bien que le tablier forme avec les appuis un ensemble monolithique, ces derniers ont fait l'objet d'une analyse en tant qu'appuis indépendants.

La codification des travaux

Le projet a établi une codification de travaux qui s'inspire de la liste établie par le Setra. Cette liste est scindée en trois parties :

- ◆ travaux sur les équipements ;
- ◆ travaux sur la structure ;
- ◆ travaux sur les appuis.

A chaque type de travaux est associée une unité (m, m², m³, u, forfait) qui permet de quantifier l'étendue des travaux correspondant à prévoir.

La saisie des données

Pour chaque ouvrage, il a été établi une fiche de synthèse qui regroupe sous forme de tableau toutes les données en les rendant facilement exploitables informatiquement.

LES RÉSULTATS OBTENUS

L'étude Kronos comporte plusieurs parties :

- ◆ une première partie portant sur les facteurs d'influence sur le vieillissement de l'ensemble des ouvrages de l'échantillon ;
- ◆ une deuxième partie traitant des facteurs d'in-

Les facteurs d'influence les plus fréquents	Fréquence
Défauts de mise en oeuvre	37%
Défauts ou erreurs de conception	21%
Nature des matériaux	7%
Défauts d'entretien	6%
Conditions d'exploitation	6%
Effets de l'environnement	1%
Conditions exceptionnelles	1%
Facteurs indéterminés	20%

Tableau I
Facteurs d'influence sur le vieillissement de la structure des ouvrages Setra

Factors influencing the ageing of Setra structures

Les facteurs les plus fréquents	Fréquence
Les défauts de mise en oeuvre	22%
Les erreurs ou défauts de conception	22%
Les conditions d'environnement	13%
Les défauts d'entretien	13%
La nature des matériaux	3%
Les conditions d'exploitation	2%
Les conditions exceptionnelles	1%
Des conditions indéterminées	23%

Tableau II
Facteurs d'influence sur le vieillissement des appuis des ouvrages Setra

Factors influencing the ageing of Setra structure bearings

Facteurs d'influence structures SNCF	Fréquence
Les défauts de mise en oeuvre	31%
Les conditions d'exploitation	17%
Les défauts de conception	15%
Les défauts d'entretien	11%
La nature des matériaux	8%
Usure	8%
Des conditions indéterminées	14%

Tableau III
Facteurs d'influence sur le vieillissement de la structure des ouvrages Réseau Ferré de France

Factors influencing the ageing of structures on the French railway network

- ◆ une protection insuffisante des aciers sur 6 % d'entre eux ;
- ◆ des remblais défectueux sur 5 % d'entre eux ;
- ◆ la présence de végétation sur 5 % d'entre eux ;
- ◆ des modification du lit du cours d'eau sur 5 % d'entre eux ;
- ◆ une altération du béton sur 4 % d'entre eux ;
- ◆ des défauts d'étanchéité sur 4 % d'entre eux ;
- ◆ des drains défaillants sur 4 % d'entre eux ;
- ◆ des désorganisations de perrés sur 4 % d'entre eux ;
- ◆ l'absence de barbacanes sur 3 % d'entre eux ;
- ◆ des fissures de diffusion au droit des appareils d'appui.

Les autres désordres cités ne concernent que moins de 1 % des ouvrages.

Les structures des ouvrages RFF

Les facteurs d'influence sur le vieillissement des structures RFF sont reportés sur le tableau III.

Les désordres sur les structures RFF

On note :

- ◆ les fissures de flexion transversales, qui sont citées dans 15 % des cas ;
- ◆ la corrosion par piqûres dans 14 % des cas ;
- ◆ le cheminement d'humidité dans 11 % des cas ;
- ◆ les fissures de flexion longitudinale dans 8 % des cas ;
- ◆ l'altération de surface dans 6 % des cas ;
- ◆ les déformations localisées dans 6 % des cas ;
- ◆ une protection défectueuse dans 5 % des cas ;
- ◆ un défaut de rivetage dans 4 % des cas ;
- ◆ des désordres sur appareils d'appuis métalliques dans 4 % des cas ;
- ◆ des fissures de flexion biaisées dans 4 % des cas ;
- ◆ des corrosions d'armatures dans 3 % des cas ;
- ◆ des descellements, disjointoiements dans 3 % des cas ;
- ◆ des désordres sur appareils d'appuis en néoprène dans 3 % des cas ;
- ◆ des fissurations du métal dans 3 % des cas ;
- ◆ des défauts sur attaches de voies dans 2 % des cas ;
- ◆ des décollements de chaîne d'angle dans 2 % des cas ;
- ◆ des déformations d'ensemble dans 2 % des cas ;
- ◆ des dislocations dans 2 % des cas ;
- ◆ la présence de végétation dans 2 % des cas.

Analyse des résultats sur le vieillissement de l'ensemble des ouvrages

Influence des différents facteurs

sur les structures de l'ensemble des ouvrages

Le facteur mise en œuvre joue un rôle primordial sur le vieillissement des structures. Les défaillances dans la mise en œuvre sont à l'origine de défauts majeurs d'étanchéité sur les ouvrages qui se traduisent en particulier par des corrosions d'arma-

tures ou de structures métalliques et par la désorganisation de certaines structures en maçonneries. L'enrobage des armatures n'est pas toujours respecté, ce qui est tout à fait anormal, même si dans certains cas un ferrailage mal dessiné et trop encombrant peut compliquer la tâche des exécutants. L'étanchéité des coffrages est parfois insuffisante ce qui se traduit par des pertes de laitance et des défauts d'arêtes.

La raideur des échafaudages et des coffrages est souvent mal maîtrisée et des fissures peuvent apparaître en cours de prise des bétons. Les effets du retrait ne sont pas toujours pris en compte lorsque l'on établit les phases de bétonnage. Le traitement de surface assurant la protection contre une éventuelle dessiccation est parfois négligé.

Le soin apporté à la mise en place des appareils d'appuis néoprène et métalliques est trop souvent insuffisant bien que de nombreuses recommandations aient été édictées pour faciliter la tâche des exécutants : encore faudrait-il qu'elles soient bien connues et respectées. Cet état de fait est d'autant plus regrettable que les coûts de remise en état des appuis sont en général élevés.

Les défauts (ou les erreurs) de conception sont assez fréquents.

Ils concernent essentiellement des fissurations de types divers, (fissurations longitudinales, transversales ou même d'effort tranchant) et des erreurs de dimensionnement des appareils d'appui.

Mais on relève aussi un certain nombre de défauts d'étanchéité qui sont imputables, soit à l'absence de chape à la construction de l'ouvrage ce qui est considéré comme une erreur de conception, soit à un manque de précisions lors de l'établissement des plans qui définissent le raccordement de la chape au système d'évacuation des eaux.

La nature des matériaux est un facteur cité dans le vieillissement des matériaux, il concerne essentiellement les ouvrages en maçonneries et les ouvrages en béton atteints par l'alcaliréaction (1 % des ouvrages en béton).

On peut penser que sa fréquence réelle est en réalité plus forte que ne le laisse paraître l'analyse, car l'observation visuelle, à la base du projet, ne permet guère d'obtenir des renseignements précis sur le comportement des matériaux *in situ*. Des moyens de mesure rapides, fiables et d'utilisation aisée seraient très utiles pour suivre efficacement l'évolution des matériaux constitutifs de l'ouvrage dans le temps.

Les défauts d'entretien influent essentiellement sur trois points :

- ◆ le bon fonctionnement des appuis. Ceci conduit à rappeler que les appuis doivent être régulièrement contrôlés (et dégagés si nécessaire) pour assurer les libertés de mouvement des ouvrages ;
- ◆ l'étanchéité des ouvrages. Elle doit être maintenue dans le temps, même s'il n'est pas toujours aisé de repérer et de réparer d'éventuelles fuites.



Décollement de bandeau de maçonneries

Detachment of masonry strip

Intitulé	Fréquence	Coût total pour le facteur (F/m2)	Désordres induits par le facteur	% d'ouvrages touchés
Défauts de conception	22%	84 F	évacuation des eaux mal récupérée, inefficace ou absente	15%
			dispositifs de retenue corrodés, dégradés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	10%
			joints sous chaussée corrodés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	9,5%
			joints de trottoir corrodés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	6%
			revêtement de chaussées usé ou déformé	3%
			revêtement de trottoirs usé ou déformé	3%
			corniches & plinthes dégradées ou absentes, défaut d'ancrage, défaut d'étanchéité des corniches-caniveaux	2,5%
			bordures de trottoir dégradées, cassées ou manquantes	1%
Manque d'entretien	19%	52 F	-	-
Défauts de mise en oeuvre	15%	100 F	corniches & plinthes dégradées ou absentes, défaut d'ancrage, défaut d'étanchéité des corniches-caniveaux	8%
			joints sous chaussée corrodés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	6%
			revêtement de chaussées usé ou déformé	5%
			évacuation des eaux mal récupérée, inefficace ou absente	5%
			joints de trottoir corrodés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	3%
			dispositifs de retenue corrodés, dégradés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	3%
			revêtement de trottoirs usé ou déformé	2,5%
			bordures de trottoir dégradées, cassées ou manquantes	1%
			dallettes de trottoir dégradées, cassées ou absentes	1%
			équipements divers: dispositifs d'éclairage, d'exploitation, de visite	0,5%
Conditions d'exploitation	8%	28 F	-	-
Nature des matériaux	6%	36 F	revêtement de chaussées usé ou déformé	7%
			revêtement de trottoirs usé ou déformé	4%
			corniches & plinthes dégradées ou absentes, défaut d'ancrage, défaut d'étanchéité des corniches-caniveaux	2%
			dispositifs de retenue corrodés, dégradés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	1%
Environnement	1%	6 F	corniches & plinthes dégradées ou absentes, défaut d'ancrage, défaut d'étanchéité des corniches-caniveaux	1%
			revêtement de chaussées usé ou déformé	1%
			dispositifs de retenue corrodés, dégradés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	1%
			évacuation des eaux mal récupérée, inefficace ou absente	-
			joints sous chaussée corrodés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	-
Conditions exceptionnelles	1%	5 F	dispositifs de retenue corrodés, dégradés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	2%
			corniches & plinthes dégradées ou absentes, défaut d'ancrage, défaut d'étanchéité des corniches-caniveaux	-
			dallettes de trottoir dégradées, cassées ou absentes	-
			équipements divers: dispositifs d'éclairage, d'exploitation, de visite	-
Conditions indéterminées	23%	109 F	-	-
Vieillessement	5%	20 F	-	-
		total: 440 F		

Tableau IV
Les différents désordres
générés par facteurs d'influence

*Disorders produced
by type of influencing factors*



Dans ce domaine aussi des moyens d'investigation plus performants sont souhaitables ;

◆ la protection des ouvrages métalliques dont les peintures ou les revêtements n'ont en général qu'une durée de vie limitée et qu'il faut donc renouveler régulièrement.

Les conditions d'exploitation n'entraînent que des désordres mineurs sur les ouvrages du Setra, en particulier, des éraflures ou épaufrures sans grandes conséquences sur le comportement de l'ouvrage dans le temps. Il semble d'ailleurs qu'il s'agisse plus d'effets de chocs exceptionnels que d'effets des charges et du trafic.

Par contre, les ouvrages RFF, souvent anciens, sont très sensibles aux effets de fatigue dus aux conditions nouvelles d'exploitation : augmentation des charges, du trafic et des vitesses.

Apparemment **l'environnement** ne joue pas un rôle important sur les ouvrages.

On peut légitimement penser que le rôle de ce facteur est en réalité plus important que ne le fait ressortir l'étude, car les effets thermiques, hygrométriques et chimiques ont été pendant longtemps insuffisamment pris en compte, sauf pour certaines structures de type plus récent.

Enfin, l'analyse des données disponibles montre que dans de nombreux cas, le facteur d'influence reste indéterminé : il en est ainsi pour les désordres tels que l'apparition de certaines fissures ou des mouvements divers que seul un diagnostic plus élaboré avec des moyens d'investigation plus précis et rapides permettrait de bien cerner.

Influence des différents facteurs sur les appuis de l'ensemble des ouvrages

Les défauts de mise en oeuvre arrivent en tête des facteurs d'influence. Ils se traduisent :

◆ sur les ouvrages en maçonneries, par des descellements de pierre ou des disjointoiements ;

◆ sur les ouvrages en béton, par un manque de protection des armatures, des altérations de surface, des fissures de retrait gêné, et la présence d'humidité : autant de désordres qui auraient, sans difficulté, pu être évités ;

◆ et pour tous les ouvrages, par des affouillements, des éboulements de remblais ou des mouvements divers.

Les erreurs de conception génèrent, tout aussi bien, des accumulations d'eau sur les sommiers que des affouillements, des éboulements de remblai, des fissures longitudinales et même des fissures de diffusion (mauvaise reprise des efforts ponctuels introduits par les descentes de charges sur les appuis). L'absence de barbacanes assurant une évacuation correcte des eaux entraîne parfois des efforts de poussée hydraulique non pris en compte sur les appuis (en particulier sur culées) ainsi que des cheminement anormaux de l'eau.

L'environnement joue un rôle très important sur les appuis puisqu'il génère aussi bien des affouillements que des altérations de surface, des fissures, des désorganisations de perrés, des éboulements de remblais.

Les défauts d'entretien se traduisent :

◆ par des accumulations d'eau sur sommier ;

Nature des désordres	% d'ouvr. atteints	Coûts total des désordres (F/m2)	Facteurs d'influence	% ouvr. atteints
Revêtement de chaussée usé ou déformé	34%		nature des matériaux	8%
			vieillessement	7%
			conditions indéterminées	6%
			défauts de mise en oeuvre	5%
			conditions d'exploitation	3%
			défauts de conception	3%
			manque d'entretien	2%
environnement	1%			
Corniches et plinthes dégradées ou absentes, défaut d'ancrage, défaut d'étanchéité des corniches-caniveaux	20%	79 F	défauts de mise en oeuvre	8%
			nature des matériaux	3%
			conditions indéterminées	3%
			défauts de conception	3%
Joints sous chaussée corrodés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	22%	73 F	manque d'entretien	2%
			défauts de mise en oeuvre	7%
			défauts de conception (absence)	10%
			conditions d'exploitation	1%
Dispositifs de retenue corrodés, dégradés, cassés ou absents, défauts d'ancrage	48%	68 F	conditions indéterminées	2%
			manque d'entretien	21%
			défauts de conception	10%
			conditions d'exploitation	6%
Revêtement de trottoir usé ou déformé	17%	26 F	conditions exceptionnelles (chocs)	2%
			défauts de mise en oeuvre	2%
			-	17%
			-	-
Evacuation des eaux mal récupérée, inefficace ou absente	37%	21 F	défauts de conception	15%
			manque d'entretien	11%
			défauts de mise en oeuvre	5%
			conditions indéterminées	6%
Joints de trottoir corrodés, cassés ou absents, défaut d'ancrage	9%	8 F	-	-
Dallettes de trottoir dégradées, cassées ou absentes	4%	6 F	-	-
Bordures de trottoir dégradées, cassées ou manquantes	2%	5 F	-	-
Caillebotis dégradés ou absents	2%	4 F	-	-
Equipements divers : dispositif d'éclairage, d'exploitation, de visite	2%	1 F	-	-

Tableau V
Pour les équipements de l'ensemble
des ouvrages, facteurs d'influence
par désordres
For all structures,
influencing factors, by type of disorder

◆ par le mauvais fonctionnement des barbacanes ou la présence de végétation.

La nature des matériaux a une influence non négligeable. Certaines altérations de surface apparaissent, elles sont considérées comme la conséquence de défauts des matériaux ou d'une formulation des bétons inadaptée.

Les conditions d'exploitation influent très peu sur les comportements des appuis des ouvrages routiers, elles ont, par contre, une forte influence sur les ouvrages ferroviaires en maçonneries (les seuls ouvrages ferroviaires pour lesquels on dispose de données sur les appuis).

Enfin, les facteurs d'influence sur l'ensemble des appuis des ouvrages sont assez souvent indéterminés. Ceci s'explique par le fait que l'analyse des fondations n'a pas pu être assez poussée lors des enquêtes. Il serait très intéressant de développer des méthodes rapides d'auscultation des fondations, les observations visuelles sous l'eau et dans le sol n'étant bien évidemment pas très aisées !

Les résultats sur les équipements d'ouvrages

Les tableaux IV et V résument les résultats de l'étude sur le vieillissement des équipements d'ouvrages. Le premier précise les facteurs d'influence

et les désordres qui en découlent, le deuxième, les désordres rencontrés et les facteurs qui en sont à l'origine.

Analyse des résultats sur le vieillissement des équipements

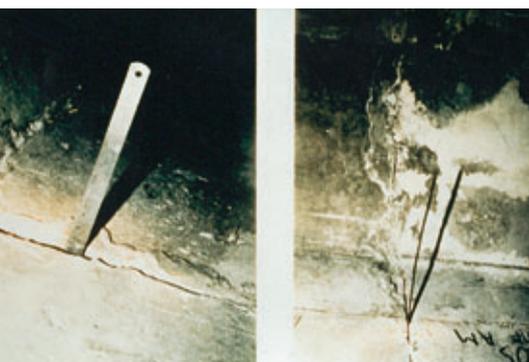
Ces deux tableaux mettent en évidence l'importance relative des différents facteurs, mais aussi le coût élevé des remises à niveau des équipements d'ouvrages en précisant le poids relatif de chacun des différents facteurs qui ont influé sur leur vieillissement.

L'erreur de conception la plus couramment rencontrée est l'absence de certains équipements qui concerne surtout les joints de chaussées et les divers dispositifs de sécurité. On peut légitimement penser que les ouvrages du futur ne présenteront plus ce type de défauts.

Des défauts de conception sont relevés sur les dispositifs d'évacuation des eaux et le dimensionnement des joints. Etant donné, en particulier, les risques entraînés par toute défaillance du système d'évacuation des eaux, les études et les détails portés sur les plans mériteraient d'être plus précis.

Le manque d'entretien des équipements accélère le vieillissement des ouvrages. Il rend, en particulier inopérant le système d'évacuation des eaux. Les corniches et plinthes, les dispositifs de rete-

**Fissures de diffusion
près d'un ancrage**
*Diffusion cracks
near an anchor*



**Défauts de conjugaison
des joints de voussoir**
*Faulty matching
of arch segment joints*

► nue, les joints de chaussées sont eux aussi sensibles à ce facteur. Seules des campagnes régulières et fréquentes de suivi des ouvrages avec des consignes précises peuvent conduire à un entretien correct et efficace des ouvrages.

Elles doivent être aussi à l'origine de retours d'expérience qui généreront des progrès sur les équipements en les faisant évoluer vers une meilleure adéquation aux besoins. Tous les types d'équipements sont concernés par les défauts de mise en œuvre.

Un très gros effort doit donc être conduit dans ce domaine. Les documents de pose sont déjà nombreux : peut-être sont-ils mal connus ? Une analyse détaillée de ces documents révélerait probablement des lacunes ou des difficultés d'interprétation. Pour ce qui est des équipements très spécialisés, les consignes de pose existantes, éventuellement complétées, doivent être appliquées avec plus de rigueur.

Les conditions d'exploitation interviennent sur le vieillissement des revêtements de chaussées, des joints de chaussées et des dispositifs de retenue. Le trafic étant une des variables importantes des conditions d'exploitation, il faudrait sans doute affiner les spécifications auxquelles se rattachent les différents équipements disponibles sur le marché et homologués pour que les prescripteurs puissent faire le choix le plus adapté.

La nature des matériaux est rarement mise en cause dans le vieillissement des équipements, sauf pour les revêtements de chaussées et les plinthes et corniches.

Les conditions d'environnement ne jouent qu'un rôle mineur sur le comportement des équipements. Bien que les données ne permettent pas de le mon-

trer, on peut penser que ce sont surtout les sels de déverglaçage et les matériaux transportés qui peuvent intervenir lors d'un vieillissement prématuré.

Etant donné qu'il s'agit en général de chocs, il est bien naturel que les équipements de sécurité soient les plus concernés par le facteur : conditions exceptionnelles. Là encore le retour d'expérience que l'on peut en tirer est important à connaître.

Les facteurs indéterminés sont encore beaucoup trop fréquents puisqu'ils sont cités pour 23 % des désordres rencontrés : ceci peut provenir de plusieurs raisons, la première est l'ancienneté du désordre qui fait que l'on ne sait ni pourquoi, ni quand, ni comment il s'est produit, la deuxième peut venir du fait que bien souvent de multiples facteurs simultanés interviennent et qu'il est difficile de dire quel a été le facteur prépondérant; enfin la troisième et sans doute pas la moindre, peut provenir du manque de moyens d'investigation appropriés. Ceci conduit à souhaiter que des recherches futures soient menées pour compléter et améliorer la qualité des diagnostics.

Le facteur usure concerne essentiellement les revêtements de chaussées. Etant donné que les revêtements sont naturellement considérés comme des éléments d'usure, il aurait été intéressant de ne retrouver dans les relevés de surveillance que les seuls cas où cette usure paraissait anormale.

■ LES PRINCIPAUX ENSEIGNEMENTS DU PROJET KRONOS 1

Pour les maîtres d'ouvrage qui ont à gérer un patrimoine, le maintien en état de service des ouvrages d'art est devenu une préoccupation majeure. Ils ne disposaient jusqu'à maintenant que d'un nombre limité de données pour les aider à mieux connaître l'état réel de leurs ponts et pour leur permettre de définir les priorités orientant le choix des investissements à consacrer au parc existant.

Le projet Kronos tente d'apporter une première réponse à cette demande. Il permet d'avoir une bonne idée de l'état réel des différents ouvrages et des facteurs qui ont participé à leur vieillissement. Même si le fait de ne s'appuyer que sur des observations visuelles en limite un peu la portée, il met en évidence, de façon très objective, les points faibles des ouvrages, leur origine et chaque fois que possible les investissements à prévoir pour assurer leur remise à niveau.

Bien évidemment, le projet fait ressortir de nombreux points jugés déjà connus. Il a, cependant, le mérite essentiel de recadrer de façon étayée toutes les idées et toutes les observations, de leur donner une assise aussi rigoureuse que possible et d'associer à chacune des données chiffrées qui permettent de suivre l'évolution des ouvrages.

Sur l'ensemble des ouvrages sans distinction des parties d'ouvrages

La première remarque que l'on peut tirer de l'étude, c'est qu'elle ne fait apparaître, pour la très grande majorité des ouvrages, aucun point fondamental susceptible de mettre en cause, à très court terme leur pérennité. La deuxième, c'est que les ouvrages actuels présentent une multitude de désordres qui sont la conséquence de facteurs d'influence mal maîtrisés ce qui n'est pas acceptable pour les ouvrages du futur.

Les facteurs d'influence

Il faut retenir essentiellement le rôle très important des défauts de mise en œuvre. Ils constituent le facteur prépondérant tant sur le parc des ouvrages de la direction des Routes que sur le parc SNCF.

La fréquence des défauts ou erreurs de conception est, elle aussi, assez forte. Elle le serait davantage encore si les données disponibles avaient permis de prendre en compte tous les effets, sur certains types d'ouvrages, des gradients thermiques et des redistributions de contrainte qui n'apparaissent dans l'échantillon que de façon limitée, les ouvrages concernés ayant pour la plupart d'entre eux été déjà réparés au moment de l'enquête.

Les défauts d'entretien viennent en troisième position. Les effets des conditions d'exploitation jouent surtout pour les ouvrages RFF. Les autres facteurs restent marginaux.

Les facteurs les plus fréquents sont donc ceux qui auraient dû et pu être le mieux maîtrisés ; c'est regrettable pour les ouvrages existants, mais c'est encourageant pour les ouvrages du futur si tous les intervenants en prennent conscience.

Les désordres

L'importance de chacun des désordres est définie par le nombre d'ouvrages touchés.

Une analyse générale des désordres n'a pas grand sens, car bon nombre d'entre eux sont spécifiques du type d'ouvrage. C'est ce qui a conduit, dans le rapport final, à faire une analyse détaillée par type d'ouvrage à laquelle il est intéressant de se reporter. Le lien entre facteurs et désordres y est mis en évidence sous forme de tableaux détaillés. Pour éviter d'alourdir le document, le projet s'est limité à l'étude détaillée des ouvrages des types les plus fréquents et de ceux qui offraient le plus de données à savoir :

- ◆ les ponts dalles et à dalles nervurées en béton armé ;
- ◆ les ponts dalles et à dalles nervurées en béton précontraint ;
- ◆ les ponts caissons en béton précontraint ;
- ◆ les ponts à poutrelles enrobées ;
- ◆ les ponts en maçonneries ;
- ◆ les ponts métalliques ;
- ◆ les voiles minces de grande hauteur.



Distorsion d'un appareil d'appui
Distortion of a bearing

L'analyse d'ensemble permet néanmoins de retenir quelques points fondamentaux (hors fondations des ouvrages qui ne sont pas analysées) :

◆ ce sont **les équipements d'ouvrages** qui présentent les désordres les plus fréquents et aux conséquences les plus onéreuses. Les équipements les plus vulnérables sont :

- les dispositifs de retenue,
 - les joints de chaussées, en particulier les joints à grand souffle sur les plus grands ouvrages ; il faut noter que ces désordres entraînent les plus forts coûts de remise à niveau,
 - les corniches qui sont parfois mal positionnées et dont le matériau constitutif est mal adapté.
- Les évacuations des eaux sont très souvent défectueuses. Ce point est sans doute trop souvent négligé lors de la construction des ouvrages. Ce n'est pourtant pas un point mineur car il peut entraîner à la fois un danger pour la circulation et une accélération du vieillissement d'éléments métalliques mal protégés.

Des défauts sur revêtements de chaussées sont très fréquents. On peut considérer que ce sont des "pièces d'usure" non solidaires de l'ouvrage qui restent à améliorer dans le cadre plus général des revêtements routiers. Toutefois un point très spécifique affecte particulièrement le revêtement, c'est le raccordement entre le revêtement de l'ouvrage et le revêtement sur la chaussée adjacente qui devrait faire l'objet de spécifications plus précises ;

◆ sur **les structures** de tablier, les désordres les plus fréquents touchent à l'étanchéité des ouvrages, aux joints de maçonneries et à la protection des armatures, ainsi qu'aux appareils d'appuis. Les coûts de remise à niveau restent très variables d'un ouvrage à l'autre.

Les désordres sur la chape d'étanchéité (ou l'absence de chape) entraînent la présence d'humidité et bien sûr un risque de corrosion des armatures mal protégées ; on les rencontre sur tous les types d'ouvrages.

Les désordres sur les appareils d'appuis qu'il s'agisse d'appareils en néoprène fretté ou d'appareils d'appuis métalliques sont trop fréquents. Les nombreuses actions, menées très en amont ces dernières années pour éviter ces désordres, devraient porter leur fruit sur les ouvrages du futur ;



Désordres sur joints de chaussées
Disorders on pavement joints

**Défauts
d'étanchéité**
*Faulty
waterproofing*



**Fissures
de flexion**
Bending cracks



► ◆ les désordres relevés sur **les appuis** ne touchent qu'assez peu la partie apparente, mais plutôt leur environnement et en particulier les remblais et les perrés. En dehors des affouillements qui concernent les fondations des appuis et qui sont parfois cités, l'absence de données sur les fondations limite l'analyse du vieillissement des appuis. Les fréquentes accumulations d'eau sur les sommiers aux conséquences multiples (risque de mauvais fonctionnement des appareils d'appui, présence d'humidité sur les culées et les piles, taches inesthétiques) pourraient en général être éliminées avec un simple effort sur l'entretien !

Le rôle des différents intervenants

S'il est un point fondamental qui ressort du projet Kronos I, c'est bien que tous les intervenants sont concernés dans le processus de vieillissement des ouvrages :

- ◆ les concepteurs, très rarement pour des erreurs de dimensionnement, mais souvent par l'oubli d'équipements, le manque de précisions sur les détails d'évacuation des eaux et le système d'étanchéité, des réglages des appareils d'appuis imprécis, la non prise en compte des difficultés de mise en place d'armatures trop denses et, semble-t-il, l'inadéquation des solutions adoptées pour les appuis et leur fondation ;
- ◆ les entrepreneurs, par manque de soins pour la réalisation d'opérations pourtant banales : des étanchéités inefficaces, des défauts d'enrobage, de mauvaises reprises de bétonnage, des coffrages

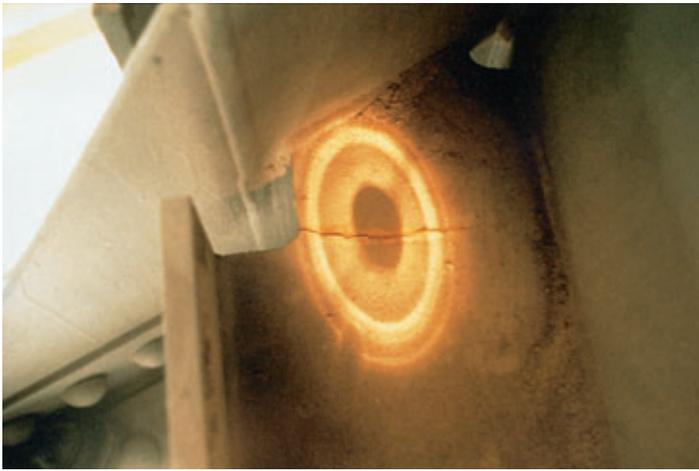
inadaptés et peu étanches ou gênant le libre retrait de bétons jeunes, des bétonnages mal conduits, des défauts de vibration ou de compactage ;

- ◆ les surveillants de travaux pour ne pas avoir fait respecter certaines règles de bonne mise en œuvre pourtant connues ;
- ◆ les services d'entretien, pour avoir négligé d'assurer le bon fonctionnement d'éléments importants, les systèmes d'évacuation des eaux, les appareils d'appuis, les joints de chaussées, les réparations de désordres naissants ;
- ◆ les exploitants pour ne pas avoir précisé avec assez de soins les conditions auxquelles doivent répondre les équipements ou pour ne pas avoir prévu assez tôt d'éventuelles conditions d'exploitation nouvelles ;
- ◆ les fabricants spécialisés, les producteurs de ciment, de béton, d'équipements particuliers ou d'appareils d'appuis pour ne pas s'être assurés de la bonne adéquation de leurs produits aux conditions d'utilisation.

Le projet Kronos, en mettant en lumière un certain nombre de points sur lesquels des données complémentaires seraient utiles, permet aussi de faire certaines propositions pour améliorer la connaissance des facteurs d'influence sur le vieillissement des ouvrages.

En effet, certaines lacunes du projet sont évidentes, car il s'appuie sur des observations visuelles et peut ainsi passer à côté d'informations capitales pour la pérennité des ouvrages existants. Les seules données quantitatives disponibles sont celles qui permettent de donner les coûts des remises à niveau. Par contre, on manque de précisions sur :

- ◆ les profondeurs de carbonatation ;
 - ◆ le taux d'humidité ;
 - ◆ la compacité des bétons ;
 - ◆ la perméabilité des ouvrages ;
 - ◆ les caractères mécaniques des bétons de l'ouvrage ;
 - ◆ les sections résiduelles des armatures HA ou l'état des armatures de précontrainte, en particulier lorsqu'elles traversent une fissure ;
 - ◆ l'état de contrainte des bétons dans les zones particulièrement sollicitées ;
 - ◆ l'état de conservation de la chape d'étanchéité.
- Autant de données fondamentales pour définir les réserves de sécurité disponibles sur un ouvrage. Les observateurs lors des opérations de surveillance devraient pouvoir disposer, à l'avenir, d'outils simples et suffisamment précis pour obtenir de façon non destructive la plupart de ces données.
- On peut aussi regretter que le projet manque quelque peu de recul. Il part de l'état des ouvrages à un instant "t" donné, mais il n'a pas d'éléments pour suivre l'évolution de l'ouvrage : comme il n'est probablement pas envisageable de renouveler très souvent les enquêtes du type IQOA, il faudrait choisir quelques ouvrages précis dans chaque type principal pour suivre l'évolution des phénomènes



Fissures dans le métal
Cracks in metal

constatés et confirmer ou infirmer les données de modèles de vieillissement qui pourraient être proposées.

Le projet Kronos peut aider les gestionnaires du patrimoine existant

En s'appuyant sur l'outil d'analyse proposé dans les annexes, tout maître d'ouvrage peut analyser l'état de son parc.

En fournissant une analyse très détaillée des facteurs d'influence, une bonne connaissance des désordres qui peuvent affecter les ouvrages en fonction de leur type et des données sur les coûts des remises à niveau, Kronos I apporte des informations très précises aux gestionnaires pour définir leurs priorités d'action.

Enfin il faut préciser que la présente étude n'a pas repris les notions d'urgence qui sont accessibles dans les études annexes à l'IQOA conduites par le Setra. Ces dernières se retrouvent dans des documents très intéressants qui viennent d'être publiés et qui constituent un complément indispensable pour bien cerner les effets du vieillissement des ouvrages.

Le projet Kronos peut contribuer à éviter les errements du passé sur les ouvrages du futur

La diffusion des résultats de Kronos devrait permettre de prendre conscience du fait que bon nombre de connaissances que l'on croyait acquises, de règlements ou de recommandations que l'on croyait bien connus étaient trop souvent négligés.

Une des ambitions de Kronos est de participer à l'amélioration des ouvrages existants d'abord, mais plus encore à celle des ouvrages futurs. C'est dans cet esprit qu'il a rédigé pour chaque type d'ouvrage important des fiches didactiques à la disposition de tous les intervenants où sont répertoriés tous les désordres rencontrés, en précisant les facteurs d'influence qui les ont générés, ainsi que les conséquences financières qui en ont résulté. En face de chacun de ces facteurs, il pourrait être utile de rappeler les règles de bonne construction, recommandations et règlements divers de calcul qui, s'ils avaient été respectés, auraient évité le vieillissement prématuré des ouvrages.

ABSTRACT

**The Kronos 1 national project
Factors influencing the
ageing of bridge structures**

B. Fargeot

Many studies have investigated the ageing of different materials used in civil engineering structures. On the other hand, little is known about the ageing of the structures using these same materials.

To find out more, the Kronos 1 national project was set up. It looks into the factors influencing the ageing of structures, with the following purposes :

- search for factors influencing existing structures and their equipment, and detection of links between factors, induced disorders and upgrading work consisting of adding an economic dimension to the research whenever possible;
- analysis of results obtained on existing structures to obtain useful information for future structures.

The project concerns all types of engineering structures, whether in reinforced concrete or prestressed concrete, masonry or steel. It analyses in great detail the influence of the different factors on all structures as well as on the most current, and formulates some recommendations for the structures of the future.

DEUTSCHES KURZREFERAT

**Das Nationalprojekt
Kronos 1
Die Beeinflussungsfaktoren
der Alterung von
Ingenieurbauwerken**

B. Fargeot

Zahlreiche Studien befassen sich mit der Alterung der verschiedenen Werkstoffe, aus denen die Bauwerke bestehen können; allerdings ist die Alterung der daraus errichteten Bauwerke selbst nur wenig bekannt.

Um diese Lücke zu schließen, wurde das Nationalprojekt Kronos 1 entworfen. Es soll die Faktoren untersuchen, die die Alterung von Bauwerken beeinflussen, und dabei folgender Aufgabenstellung genügen :

- Ermittlung der Einflußfaktoren auf die bestehenden Ingenieurbauwerke und ihre Ausrüstungen und Beleuchtung der Verbindung zwischen Faktoren, bewirkten Schäden und Sanierungsarbeiten,

wobei der Forschungstätigkeit sofern möglich immer eine wirtschaftliche Dimension zugeordnet wird ;
- die Analyse der an den bestehenden Ingenieurbauwerken erzielten Ergebnisse soll es ermöglichen, Lehren für die Errichtung der künftigen Bauwerke zu ziehen.

Das Projekt betrifft alle Typen der Ingenieurbauwerke aus Stahl- oder Spannbeton, Mauerwerk oder Metallbau. Es analysiert sehr detailliert den Einfluß der einzelnen Faktoren auf alle Bauwerke und auf die gängigsten unter ihnen und spricht einige Empfehlungen für die Bauwerke der Zukunft aus.

RESUMEN ESPAÑOL

**El proyecto nacional
Kronos 1
Factores de influencia
sobre el envejecimiento de
las grandes estructuras**

B. Fargeot

Se han dedicado numerosos estudios acerca del envejecimiento de los distintos materiales componentes de las estructuras. En cambio, se conoce imperfectamente el envejecimiento de las grandes estructuras propiamente dichas que utilizan estos mismos materiales. Para colmar esta laguna se ha establecido el proyecto nacional Kronos 1, que corresponde a los factores de influencia acerca del envejecimiento de las grandes estructuras que tienen principalmente por objeto :

- la investigación de los factores de influencia sobre las grandes estructuras existentes y sus equipos, y la evidenciación de los vínculos existentes entre factores, desórdenes inducidos y trabajos de rehabilitación de estas estructuras añadiendo en todos los casos en que así es posible una dimensión económica a la investigación ;
- el análisis de los resultados obtenidos en las estructuras existentes para sacar partido de las enseñanzas útiles para las estructuras construidas en el futuro.

El proyecto se refiere a todos los tipos de grandes estructuras ya sean de hormigón armado o pretensado, en obra de fábrica o de construcción metálica. Se analiza muy detalladamente la influencia de los distintos factores, tanto para el conjunto de las estructuras como para aquellas más corrientes y se formulan algunas recomendaciones para las construcciones de grandes estructuras en el futuro.