

Bulletin
Ouvrages d'Art

n°73



Succède aux éditions du

Sétra

Sommaire

Projet & Expertise

Viaduc Pasteur : Expertise et projet de réparation d'un ouvrage en béton précontraint pour une durée de vie de 20 ans page 4

A. Houel, D. Germain , J.L. Saussol , J.M. Lacombe, J. Michel, P. De Laclos

Projet & Expertise

Protection Cathodique par Courant Imposé à l'aide d'anodes forées - chantier pilote du Viaduc de Saint-Cloud page. 24

Véronique Bouteiller , Anaïs Jacquel , Guillaume Damien , Frédéric Boinski , Julien Schneider , Christophe Michaux

Méthode

Utilisation de la thermographie infrarouge pour la détection de délaminations superficielles affectant le béton armé page. 44

H. Cannard, M. Mahrez, T. Perrin, V. Muzet, D Prybyla, F.Brachelet

Les Brèves du CTOA

MUR v3 : Murs de soutènement page. 58

Logiciel SIAMOA page 60

Le nouveau Cahier Interactif sur l'auscultation des ouvrages d'art page 61

De Sully au Canet : prévenir les risques de rupture dans les ponts suspendus page 62

Le kiosque du CTOA

Les dernières publications Ouvrages d'Art page. 64

Directeur de la publication ›

Bernard LARROUTOUROU

Directeur délégué ›

Georges TEMPEZ

Comité éditorial ›

Christophe AUBAGNAC (Cerema CE) - tél. : 03 85 86 67 02
Jean-François BARTHÉLÉMY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 27
Gaël BONDONET (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 81
Jean-Christophe CARLES (Cerema Med) - tél. : 04 42 24 76 86
Pierre CORFDIR (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 56
Bruno GODART (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 83 32
Thierry KRETZ (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 81 29,
Laurent LABOURIE (Cerema NP) - tél. : 03 20 49 61 81
Jean Michel LACOMBE (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 67
Pierre PAILLUSSEAU (Cerema SO) - tél. : 05 56 70 67 03
Antony HERVY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 31
Sylvain RIGOLE (Cerema ITM) – tél. : 01 60 52 33 12

**Rédacteur en chef ›
Rédaction ›**

Viaduc Pasteur : Expertise et projet de réparation d'un ouvrage en béton précontraint pour une durée de vie de 20 ans

A. Houel ¹, D. Germain ¹, J.L. Saussol ², J.M. Lacombe ³, J. Michel ³, P. De Laclos ⁴

¹ Cerema, DTerCE, DLL, 25 avenue François Mitterrand, CS 92803, 69674 Bron cedex, adrien.houel@cerema.fr

² Cerema, DTerCE, DLA, Boulevard Giberstein, BP 141, 71405 Autun cedex, jean-luc.saussol@cerema.fr

³ Cerema, DTecITM, CTOA, 110 rue de Paris, 77171 Sourdun, jean-michel.lacombe@cerema.fr

⁴ DIR Centre-Est, Pôle Ouvrage d'Art, 228 rue Garibaldi 69446 Lyon cedex 03, Pierre.De-Laclos@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Dans un contexte vieillissant du patrimoine des infrastructures et en particulier des ouvrages d'art, les diagnostics doivent être bien maîtrisés car un « bon » diagnostic permet d'aboutir à une réparation pérenne, voire permet d'éviter une intervention inutile, surtout dans un contexte d'incertitude sur l'avenir d'un ouvrage à moyen terme lié à des projets urbains. Le projet de réparation du viaduc Pasteur à Lyon, un ouvrage en béton précontraint, a été étudié dans l'optique de garantir une durée de vie de l'ouvrage de 20 ans sans compromettre l'éventualité d'un prolongement ultérieur de cette durée de vie par des interventions complémentaires. Les pathologies principales sont des fissurations transversales actives des hourdis inférieurs traversés par des câbles de précontrainte et des venues d'eau sous les encorbellements se traduisant par une corrosion systématique des têtes d'ancrage et frettes de la précontrainte transversale. Des interrogations subsistent par ailleurs sur la chape d'étanchéité : épaisseurs, qualité d'adhérence, etc. Pour chacune de ces pathologies, des investigations sur site (mesures des surtensions dans les câbles de précontrainte, mesures radar sur chaussées, ...) et des calculs de sollicitations et d'endommagement ont permis d'optimiser le couple « coût des travaux de réparation » / « durée de vie résiduelle limitée de l'ouvrage » et d'aider le maître d'ouvrage gestionnaire dans ses prises de décision.

I. Problématique et enjeux de la réparation du viaduc Pasteur

Avant de définir un programme de réparation conséquent sur un ouvrage pathologique, de multiples investigations peuvent être réalisées à partir de méthodes destructives, non-destructives ou semi-destructives en lien avec des calculs structurels. Ces investigations et ces calculs ont pour but de procéder à une évaluation de l'état de l'ouvrage et de sa capacité portante et, si nécessaire, de justifier les actions les plus efficaces à entreprendre (méthodes et localisation).

C'est dans cette optique que le viaduc Pasteur à Lyon a été étudié. Cet ouvrage est constitué de plusieurs caissons en béton précontraint qui présentent des fissures transversales actives de plusieurs dixièmes de millimètre en différentes sections. Ces fissures sont traversées par des câbles de précontrainte. Les résultats de la modélisation de l'ouvrage permettent de bien identifier les causes de cette fissuration, essentiellement liée aux phénomènes non ou mal pris en compte à l'époque de la construction (gradient thermique, fluage, relaxation, ...) et à des défauts de réalisation. Une solution classique de réparation serait un renforcement par précontrainte additionnelle extérieure permettant de refermer les fissures.

Dans le cas présent, l'avenir de l'ouvrage à moyen terme est incertain. En effet, il supporte l'autoroute A7 aux portes de Lyon, or, il existe un projet de contournement Ouest de l'agglomération qui aurait pour conséquence la requalification de l'autoroute A7 en boulevard urbain et la déconstruction du viaduc Pasteur.

Compte tenu de ce contexte particulier, à la demande du maître d'ouvrage gestionnaire (DIR Centre Est), un comité d'expert présidé par Monsieur l'Ingénieur Général Pendarias a été créé en 2012 par décision ministérielle. Ce comité qui réunissait des experts de la DIR Centre-Est, du Cerema et de l'IFSTTAR, avait pour mission « *de définir un programme de surveillance de l'ouvrage, d'investigations et de travaux permettant de continuer à exploiter l'ouvrage en toute sécurité durant les décennies à venir dans une optique de bon compromis technico-économique* ».

Dans ce cadre, des études et investigations complémentaires ont été jugées nécessaires afin de déterminer une réparation optimisée pour garantir une durée de vie de l'ouvrage de 20 ans sans compromettre l'éventualité d'un prolongement ultérieur de cette durée de vie. Cette problématique est importante aux vues des pathologies principales :

- fissuration transversale des caissons dont certaines remontant jusqu'à la partie supérieure des âmes entraînant éventuellement des surtensions dans les câbles de précontrainte les traversant et limitant ainsi leur durée de vie résiduelle en fatigue,
- irrégularités importantes des épaisseurs d'enrobés et interrogations sur la qualité de chape d'étanchéité,

- venue d'eau sous les encorbellements dégradant ainsi le béton et provoquant une corrosion systématique des têtes d'ancrage (et des frettes) de la précontrainte transversale.

L'optimisation du couple « coût des travaux de réparation » / « durée de vie résiduelle limitée de l'ouvrage » est au cœur de cette problématique.

Cet article décrira tout d'abord l'ouvrage. Il présentera ensuite les investigations qui ont été réalisées et la méthodologie de calcul entraînant le choix de réparation optimale techniquement et économiquement. La conclusion de ces analyses doit permettre enfin au maître d'ouvrage gestionnaire de prendre sa décision en toute connaissance de cause.

II. Présentation sommaire du viaduc Pasteur



Figure 1. Vue d'ensemble de l'ouvrage

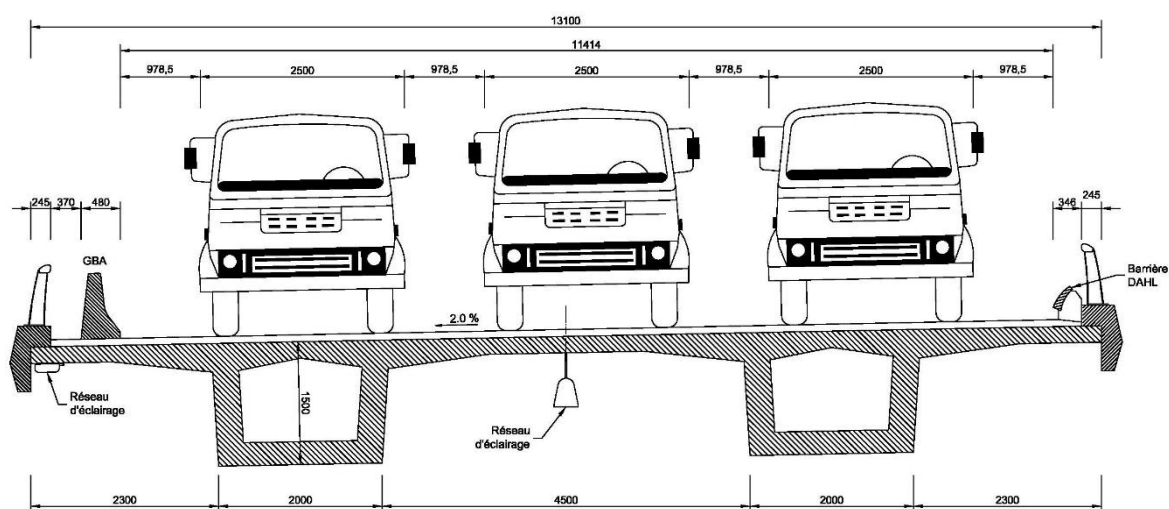


Figure 2. Demi-coupe transversale de l'ouvrage

Cet ouvrage droit construit en 1967 est constitué de deux tabliers indépendants et parallèles ayant chacun une longueur totale de 178,30 m (Figure 1). Ils sont constitués de 6 travées ayant pour portées respectives 21 m – 30 m – 37,5 m – 37,5 m – 30 m – 21 m. Les tabliers ont une largeur de 13,10 m hors corniches et un dévers de 2% (vers l'Est pour le tablier Est; vers l'Ouest pour le tablier Ouest) ; ils sont espacés de 2,5 m (Figure 2). L'ouvrage a un profil longitudinal parabolique dont le sommet est situé sur la pile centrale. La circulation de l'autoroute A7 s'effectue en 2x3 voies, sans BAU.

La structure de chaque tablier (Figures 6 et 9) est constituée de 2 caissons précontraints longitudinalement avec des câbles $\phi 1/2$ apparentés 12T13 et des étriers verticaux ancrés en hourdis supérieur. Les caissons sont reliés par un hourdis précontraint transversalement avec des câbles 12 fils $\phi 8$ mm. Les entretoises sur culées sont précontraintes également avec des câbles 12 fils $\phi 8$ mm.

Les tabliers sont encastrés sur 5 piles formées de fûts à faces biseautées. Les fûts reposent sur des massifs en béton, affleurant le terrain naturel, par l'intermédiaire d'appareils d'appui en caoutchouc fretté. Les tabliers reposent sur deux culées communes par l'intermédiaire d'appareils d'appui en caoutchouc fretté.

Chaque tablier a été réalisé sur cintre, en quatre phases de bétonnage (voir Figure 3).

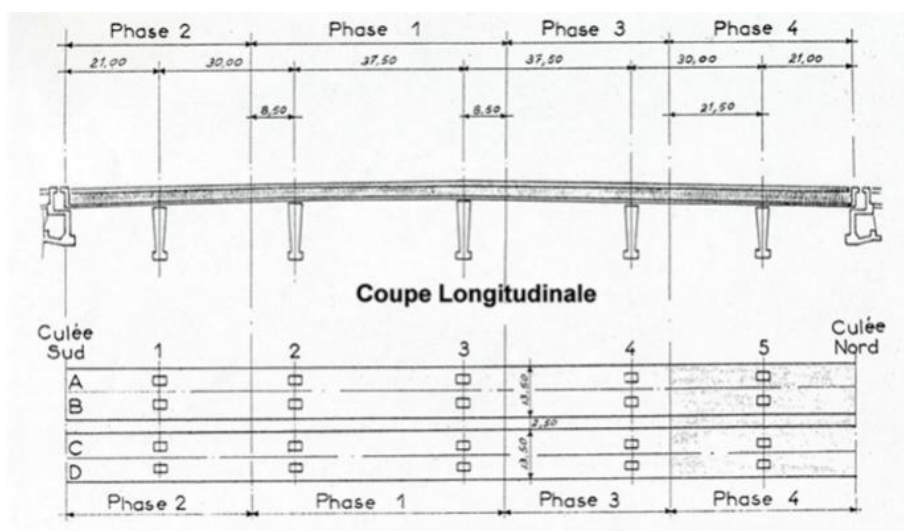


Figure 3. Principe de construction (bétonnage) du viaduc

Les extrémités des tabliers sont prolongées par des rampes d'accès bordées de murs de soutènement en béton armé encastrés sur semelle, avec encorbellements.

III. Les pathologies principales et investigations antérieures

1. Fissuration transversale des caissons

La fissuration transversale des caissons (Figure 4) constitue avec la corrosion des ancrages de la précontrainte transversale la pathologie la plus préoccupante. Dès 1999, une première étude réalisée par le Département Laboratoire de Lyon du Cerema (ex-CETE de Lyon) avait

porté sur 9 sections fissurées. Elle avait conclu pour quatre d'entre elles à un manque de précontrainte.



Figure 4. Fissure transversale du Caisson Ouest – Tablier Ouest

Une deuxième étude [1] portant sur les 2 sections fissurées les plus importantes (localisées sur le tablier Ouest dans la travée P4-P5 à environ 5,0 m de P5, l'une sur le caisson Ouest sous voie lente, l'autre sur le caisson Est sous voie rapide) a montré que les fissures sont en permanence ouvertes (Figure 6). Enfin, en 2007, des investigations complémentaires sur la précontrainte ont été menées. Vingt-huit radiogrammes ont été réalisés, suivis de l'ouverture de quatre fenêtres pour observer l'état du coulis et celui des câbles. Globalement les radiogrammes ont permis de constater une mauvaise qualité de la protection des câbles de précontrainte. Les fenêtres ont montré l'absence d'humidité et d'oxydation et que les torons paraissaient tendus. Des repérages au radar ont également permis de constater des différences entre les positions réelles et théoriques de certains câbles, accentuant la faiblesse de certaines sections transversales.

Suite à ces investigations in situ, un modèle global de calcul a été développé à l'aide du logiciel PCP du Cerema. Ce modèle prend en compte l'effet du phasage de construction ainsi que l'évolution du retrait, du fluage et de la relaxation dans le temps. Cette modélisation avait pour objectif d'affiner les calculs menés antérieurement sur le tablier et de s'intéresser au fonctionnement de l'ouvrage dégradé aux États Limites Ultimes (ELU). La fissuration de certaines sections s'explique très bien en considérant des formats réalistes de fluage et de prise en compte du gradient thermique, phénomènes non pris en compte l'époque de la construction. L'analyse des sections identifiées comme critiques a été menée avec les logiciels CDS et Merlin. Les résultats aux ELU des sections sont satisfaisants, le comportement des sections pathologiques n'est donc pas préoccupant vis-à-vis de la sécurité des usagers sous vérifications statiques. Par contre, les amplitudes de variation de tension des câbles de précontrainte en service sont importantes, il y a lieu de se préoccuper du comportement en fatigue des câbles au droit des sections fissurées. Il a donc été décidé d'étudier les surtensions

dans les câbles de précontrainte au droit des 2 fissures principales et d'en déduire une durée de vie résiduelle de ces câbles à la fatigue.

2. Interrogations autour de l'étanchéité

Dans le cadre d'un projet de réparation, des doutes sur les épaisseurs d'enrobé et la qualité de la couche d'étanchéité d'origine sur l'ouvrage ont été évoqués. Des carottages de la chaussée ont montré un procédé d'étanchéité, lorsqu'il est présent, très hétérogène dont la nature principale est une couche d'asphalte sablée de l'ordre du centimètre (variable de 4 mm à 2 cm) associée ou non à divers composants (couche d'indépendance, résille de verre, couche de protection).

Un diagnostic de la chape d'étanchéité sur les deux tabliers a donc été entrepris par la méthode non-destructive par radar combinée à l'ouverture de quelques fenêtres (destructives) dans la chaussée pour établir les vitesses de propagation des ondes radar et vérifier les informations entre la méthode non-destructive et la réalité.

3. Les encorbellements et la dégradation des têtes d'ancrage de la précontrainte transversale

Le rapport de l'inspection détaillée périodique de 2013 fait le constat suivant :

Les 4 encorbellements présentent à peu près la même situation. De l'eau chargée en sels de déverglaçage arrive par la face latérale des tabliers, soit par les joints entre éléments de corniches soit par l'interface tablier/corniche. Les éclats de béton sont multiples. Presque tous sont situés au droit des ancrages de la précontrainte transversale des tabliers. Ils présentent un état plus ou moins avancé de destruction du béton allant du simple écaillage de surface au décollement ou à la disparition d'une plaque de béton atteignant 0,1m². Ces éclats sont causés par la corrosion d'une partie des pièces d'ancrage du câble concerné (Figure 5). Une résine de protection translucide a été appliquée sur certaines zones très dégradées, et plus particulièrement lorsque des frettes étaient visibles afin de freiner leur dégradation.



Figure 5. Circulation d'eau sous les encorbellements

Ces encorbellements ont déjà fait l'objet de mesures de teneur en ions chlorure. Des investigations destructives vont être menées autour d'un ou deux ancrages pour bien caler le périmètre de la réparation.

IV. Les investigations mises en œuvre, les principaux résultats et analyses

1. Mesure des surtensions des câbles de précontrainte au niveau des fissures [2]

a) Programme expérimental

Dans le cadre de ces investigations, le programme suivant a été défini :

- Repérage des câbles par radar pour déterminer l'implantation des fenêtres,
- Ouverture des fenêtres dans l'intrados des caissons permettant l'accès aux câbles de précontrainte pour l'instrumentation de fils de torons,
- Suivi du gradient thermique de l'ouvrage,
- Pose de l'instrumentation des câbles et fissures,
- Suivi des mesures sous sollicitation du gradient thermique,
- Suivi des mesures sous sollicitation d'un convoi déterminé et sous trafic.

Les deux sections citées précédemment ont été instrumentées (Figure 6). Ces sections sont jugées critiques quant à l'existence d'éventuelles surtensions dans les câbles de précontrainte.

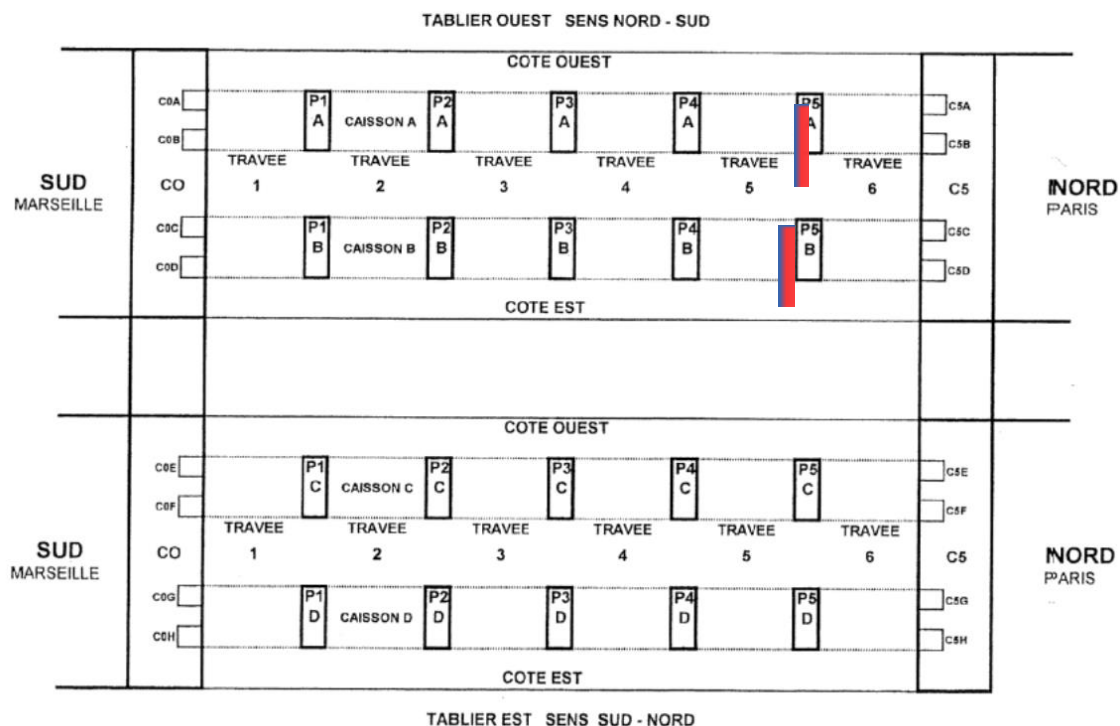


Figure 6. Localisation (traits rouges) des sections fissurées et instrumentées

b) Repérage des câbles par radar dans les 2 sections fissurées [3]

Le radar est une technique d'auscultation non destructive, utilisant la réflexion d'ondes électromagnétiques à l'interface des matériaux de natures différentes sous la proche surface pour obtenir une image continue des structures auscultées. Grâce à cette technique et au modèle utilisé (RADAR GSSI modèle SIR 3000 associé à l'antenne haute fréquence de 2,6 GHz), les câbles de précontrainte ont été directement repérés sur le parement de l'ouvrage au droit des fissures transversales (Figure 7a). Ensuite, la position des câbles par rapport aux armatures passives longitudinales a été identifiée de manière à instrumenter des câbles en évitant au maximum de sectionner des armatures longitudinales. Une estimation de l'enrobage a pu être réalisée grâce à ces mesures, indispensable pour pouvoir ouvrir des fenêtres au droit des câbles de précontrainte sans les dégrader (Figure 7b).

Suite à ces investigations, la profondeur des câbles par rapport au parement varie de 6,1 à 9,6 cm au droit des fissures transversales étudiées.

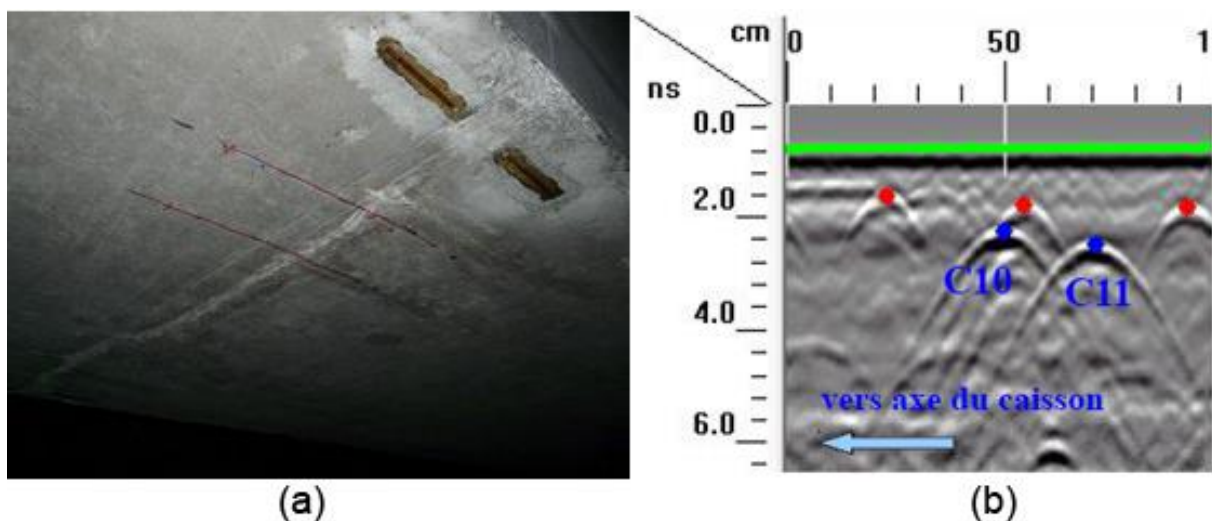


Figure 7. (a) Localisation des câbles C10 et C11 du caisson Est – tablier Ouest. (b) Exemple de profil RADAR sur caisson Est – Tablier Ouest ; Localisation des armatures passives longitudinales en rouge et des câbles de précontrainte C10 et C11 en bleu. Le parement extérieur de l'ouvrage est en vert.

c) Instrumentations des câbles de précontrainte et des fissures

Le programme suivant a été mis en œuvre pour chaque section fissurée (Figure 9) :

- 2 câbles par section sont instrumentés chacun par 3 jauges de déformations (jauge précâblée de type FLA-3-11-3LT de TML) collées directement sur les torons (Figure 7). Après ouverture des fenêtres d'accès, pour chaque câble 2 torons ont été accessibles : 2 jauges ont été collées sur 2 fils d'un toron et la 3ème jauge sur le deuxième toron (jauges J1 à J6 sur les câbles repérés C10 sous voie lente, jauges J7 à J12 sur les câbles repérés C11 sous voie rapide),
- 4 capteurs de déplacement de course +/- 2,5 mm ont été mis en place sur le béton à cheval sur la fissure (2 en hourdis inférieur extérieur, 1 par âme extérieur).

Les enrobages constatés des câbles étaient supérieurs de 1 à 2 cm à ceux estimés par la méthode radar. Les différences sont dues principalement à l'hypothèse sécuritaire de la vitesse de propagation des ondes radar.

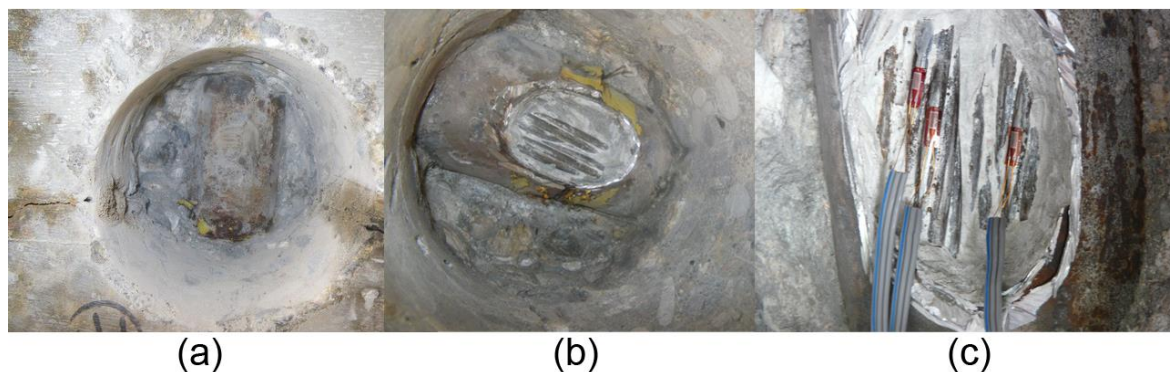


Figure 7. (a) Début de l'ouverture de la fenêtre jusqu'au conduit de précontrainte. (b) Ouverture du conduit de précontrainte et dégagement des câbles. (c) Collage des jauges de déformation sur 3 fils de précontrainte

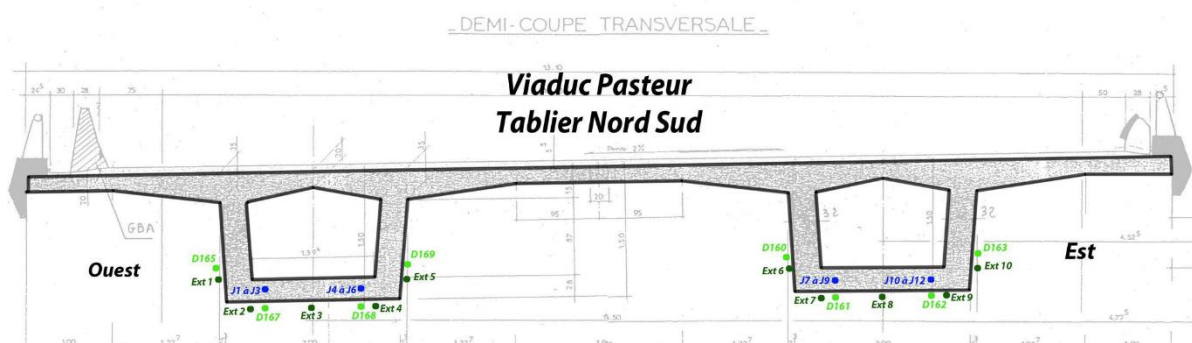


Figure 9. Implantation des capteurs : jauges de déformation (en bleu) et capteurs de déplacement (en vert clair)

d) Suivi du gradient thermique

Une seule section a été instrumentée proche des 2 sections fissurées. Les températures suivantes ont été relevées au droit de la section à l'aide de 8 sondes PT100 (Figure 10a) :

- T1 à T4 - Température interne au béton dans l'épaisseur du hourdis supérieur (respectivement à 2, 8, 15 et 25 cm par rapport à la surface du tablier),
- T5 - Température interne au béton dans l'âme au milieu de sa hauteur,
- T6 - Température interne au béton au niveau du hourdis inférieur,
- T7 - Température extérieure,
- T8 - Température intérieure au caisson.

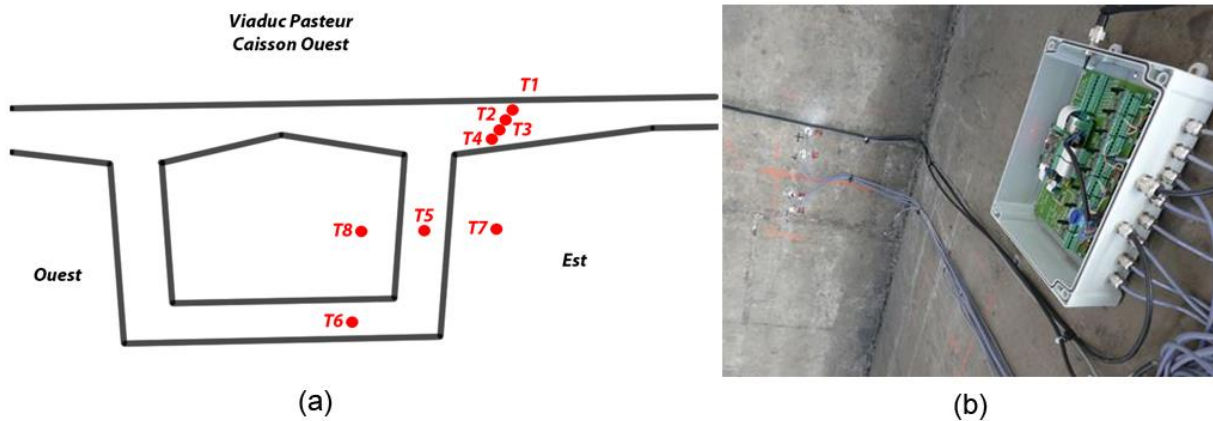


Figure 10. (a) Schéma d'implantation des 8 sondes de température. (b) Système d'acquisition PEGASE relié aux sondes

e) Système d'acquisition

Le système d'acquisition pour les jauges de déformations et les sondes de température est la plateforme sans fil PEGASE développée par l'IFSTTAR (Figure 10b). La supervision a évolué au cours de l'étude. Au final, elle a été assurée par le logiciel créé par le Laboratoire d'Aix-en-Provence du Cerema SYSADYP. Ce logiciel développé sous le programme Labview permet de mesurer les données issues des capteurs de déplacement, jauges de déformations et sondes de températures. Les données enregistrées pour chaque capteur sont les mesures brutes à une fréquence d'acquisition de 20 Hz compatible avec la vitesse du trafic sur l'ouvrage, et des mesures prétraitées par minute : valeur moyenne, amplitude maximale et rainflow.

2. Résultats

a) Étude et influence du gradient thermique

À partir du logiciel Thermoa développé par le Laboratoire de Lille du Cerema, il a pu être établi le suivi du gradient thermique ramené à la hauteur totale du caisson (Figure 11 : extrait des mesures du mois de mai 2013).

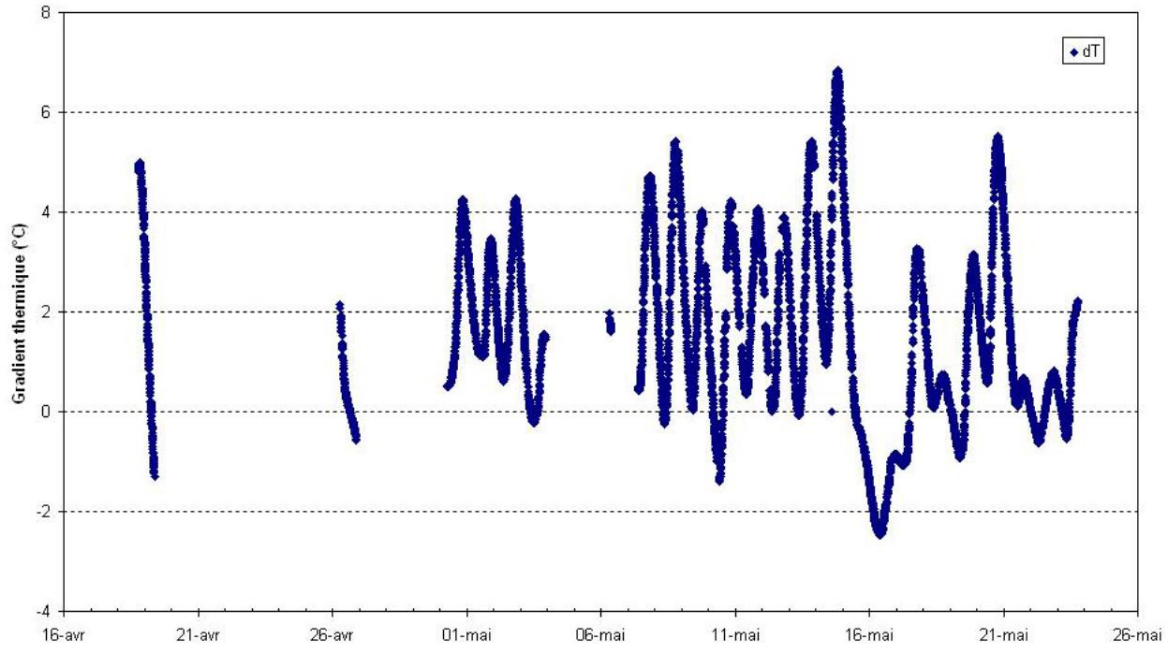


Figure 11. Suivi du gradient thermique (ΔT sur la hauteur du caisson)

Une relation entre les déformations dans les câbles et la variation du gradient thermique a pu être établie (Figure 12). On peut observer 3 zones : inférieure à -1°C (stable), entre -1°C et 5°C (linéaire) puis supérieure à 5°C (exponentielle). Sur la période de mesure de entre mai 2013 et janvier 2014, les valeurs du gradient thermique sont restées comprises entre -2°C et $+7^{\circ}\text{C}$ environ.

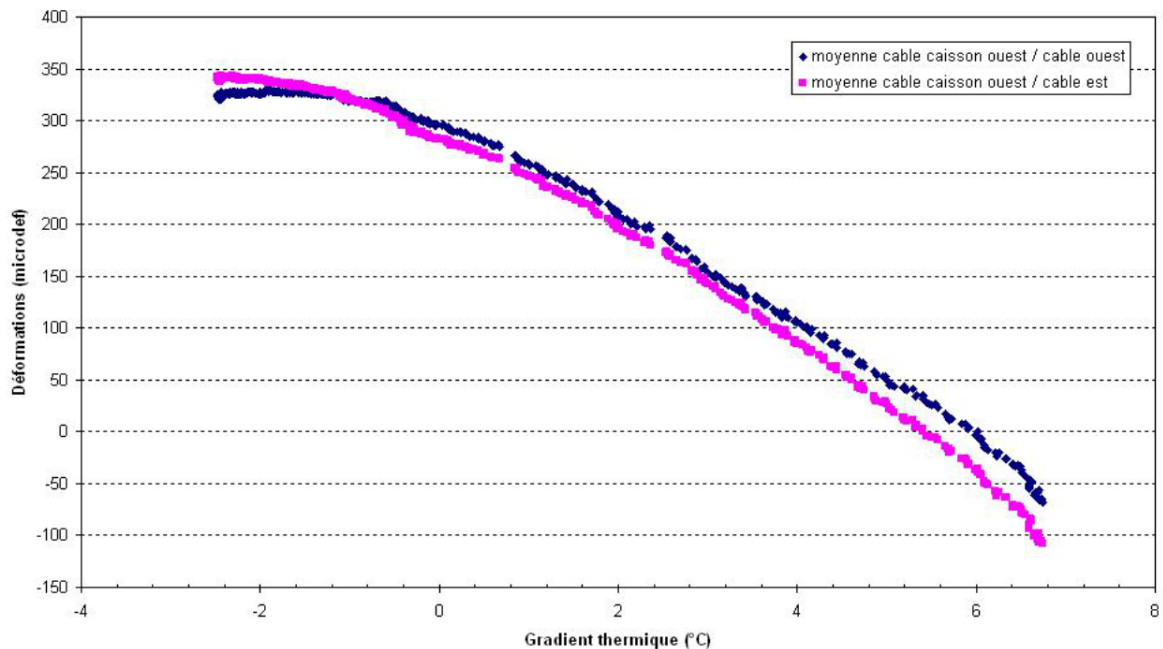


Figure 12. Déformations moyennes des câbles en fonction du gradient thermique

b) Mesures sous convois calibrés statiques

Les épreuves de chargement ont été réalisées dans la nuit du 13 au 14 mai 2013. Le convoi est composé de 3 camions de 30 tonnes. Les épreuves ont eu lieu sous une température moyenne de 20,2°C et un gradient thermique compris entre 4,5°C et 4,8°C.

Les Figures 13 et 14 présentent les résultats des lignes d'influence. Les différents points de mesures statiques ont été positionnés tous les 5 m sur l'ensemble de l'ouvrage excepté sur les 10 mètres de part et d'autre des fissures instrumentées où le pas a été réduit à 1 mètre. L'abscisse 0 correspond au joint de chaussée sur la culée Nord C5 du tablier Ouest. Les trois camions sont alignés et avancent de front, chacun centré sur une voie.

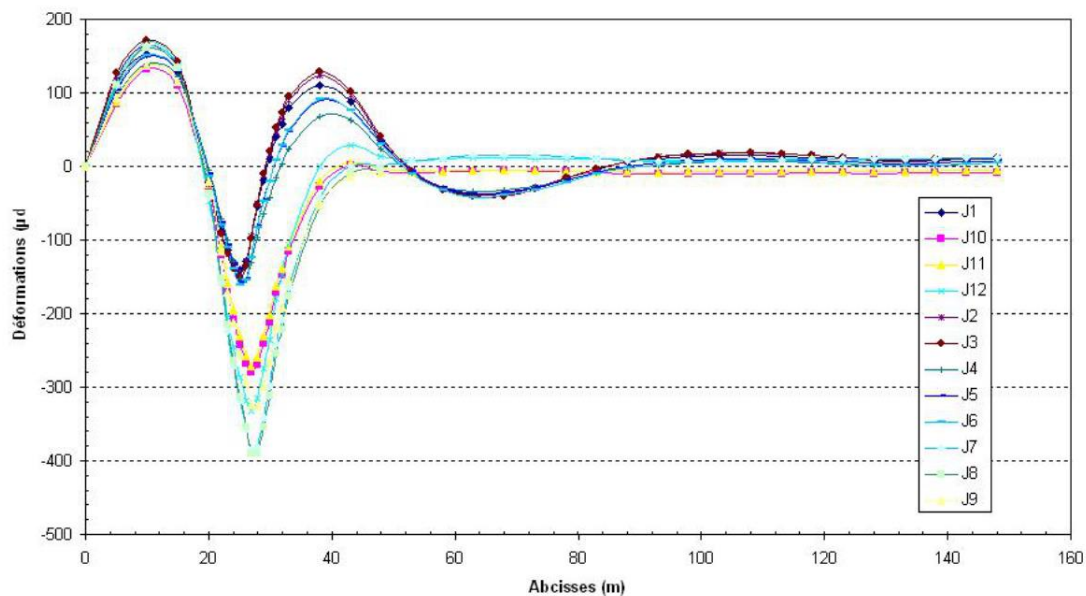


Figure 13. Ligne d'influence statique sous chargement d'un convoi de 3 camions – Mesures des variations de tensions des fils des câbles

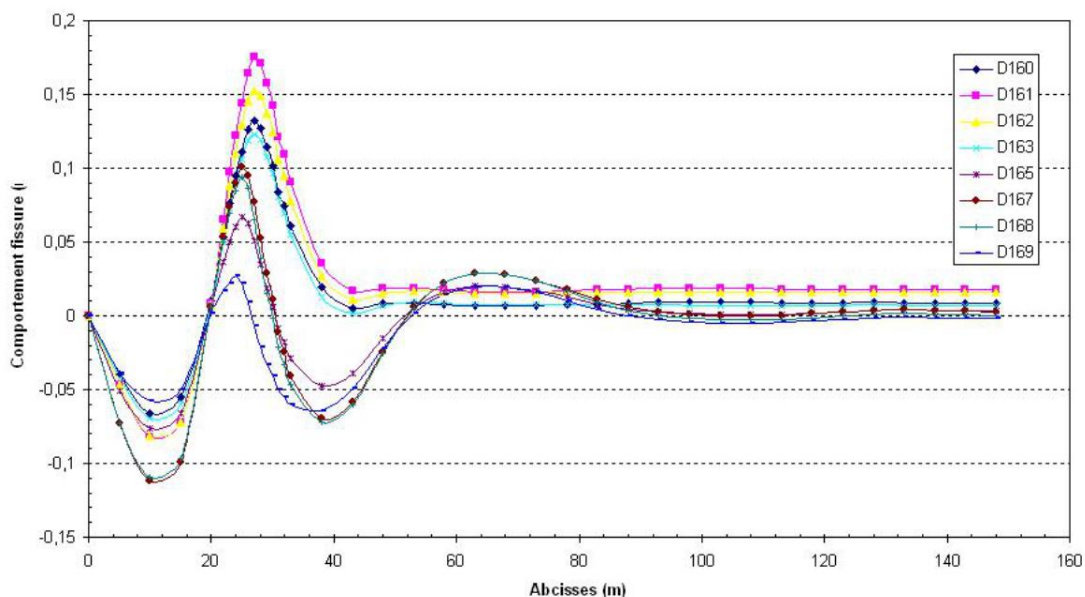


Figure 14. Ligne d'influence statique sous chargement d'un convoi de 3 camions – Mesures des ouvertures de fissures

Les variations de tension dans les câbles (ou contraintes dans les câbles) sont considérées comme proportionnelle à la déformation mesurée. Le coefficient de proportionnalité est le module de Young de l'acier pris égal à 190 000 MPa.

Le tableau 1 synthétise les valeurs maximales sous ce chargement statique.

Tableau 1. Valeurs maximales obtenues sous chargement statique

Câbles	Microdéformations du câble ($\mu\text{m/m}$)	Contraintes dans le câble (MPa)	Ouvertures fissures (mm)
Caisson Ouest Câble Ouest	308	59	0,10
Caisson Ouest Câble Est	304	58	0,09
Caisson Est Câble Ouest	520	99	0,18
Caisson Est Câble Est	441	84	0,15

À partir de ces mesures, il est possible d'établir une loi de corrélation entre les ouvertures de fissures du béton en surface et les contraintes dans les câbles (Tableau 2). On obtient environ une surtension de 1 MPa du câble pour une ouverture de fissure de 3 μm .

Tableau 2. Corrélation entre ouvertures de fissures et amplitudes de contraintes dans les câbles de précontrainte

Câbles	Relation	Profondeur câble / surface (cm)
Caisson Ouest Câble Ouest	$Y \text{ (MPa)} = 277 * X \text{ (mm)}$	Env. 11,0
Caisson Ouest Câble Est	$Y \text{ (MPa)} = 277 * X \text{ (mm)}$	Env. 11,0
Caisson Est Câble Ouest	$Y \text{ (MPa)} = 374 * X \text{ (mm)}$	Env. 10,0
Caisson Est Câble Est	$Y \text{ (MPa)} = 339 * X \text{ (mm)}$	Env. 7,5

On constate qu'à ouverture de fissure égale, la contrainte dans les câbles est plus importante sur le caisson Est que sur le caisson Ouest. Les différences de comportement entre les câbles du caisson Est et Ouest peuvent s'expliquer par une dégradation d'interface câble de précontrainte / béton plus forte sur le caisson Ouest (voie lente) que sur le caisson Est (entre voie médiane et voie rapide) en raison de la présence du trafic poids lourd sur la voie lente.

La différence de comportement entre les deux câbles du caisson Est s'explique par la distance différente entre le câble et la surface du béton.

Les valeurs mesurées ont également été comparées aux valeurs théoriques issues du modèle. On constate que les valeurs sont très différentes et que le modèle global n'est donc plus représentatif localement du fait de l'influence de la forte fissuration des sections et de l'incertitude sur la longueur de transfert.

Ce constat confirme l'intérêt de baser l'étude de la fatigue des câbles sur une campagne de mesures des variations de tension sur site plutôt que sur des résultats théoriques issus de la modélisation.

c) Mesures des variations de tension sous trafic

Les amplitudes maximales de contrainte dans les câbles mesurées ponctuellement sont supérieures à 60 MPa. Un grand nombre de cycles dont les amplitudes sont supérieures à 30 MPa est observé. Le tableau 3 révèle les amplitudes maximales observées en mai 2013.

Tableau 3. Mesures sous trafic Tablier Ouest Caisson Ouest (voie lente)

Câbles	Microdéformations du câble ($\mu\text{m/m}$)	Contraintes dans le câble (MPa)	Ouvertures fissures (mm)
Câble Ouest	364	69	0,25
Câble Est	330	63	0,24

d) Analyses des mesures

Les premières analyses des chargements calibrés statiques, dynamiques et sous trafic sont les suivantes :

- Les 2 câbles de chaque caisson sont sollicités de manière quasi identique. Il y a très peu d'effort transversal.
- Les câbles du caisson sous voie lente sont moins sollicités que ceux du caisson sous la voie rapide. Nous rappelons que le passage d'un camion sur la voie rapide est interdit dans le cadre du trafic poids lourd normal.
- Il y a peu d'effet de la vitesse sur les mesures obtenues sur le caisson sous voie lente (contrainte moyenne dans les câbles de l'ordre de 30 MPa lors du passage d'un camion au droit du caisson).
- Il y a davantage d'effet dynamique sur les mesures obtenues sur le caisson sous voie rapide (facteur de 1,40 entre 30 km/h et 50 km/h).
- On observe des mesures d'ouverture de fissures de l'ordre de 0,10 à 0,13 mm lors de l'ensemble des cas de chargement calibré.
- En comparant les mesures sous trafic et celles obtenues sous convoi calibré, on observe une part non négligeable de passage de poids lourds dont le poids est supérieur à ceux du convoi des essais (environ 30 tonnes).

La Direction Technique Infrastructures, Transports et Matériaux (DTecITM) a réalisé les calculs d'endommagements via une analyse par histogrammes de rainflow.

Une difficulté pour l'application de la méthode du rainflow réside dans la présence de résultats de mesures aberrants qui rendent difficile une détermination automatique des histogrammes et qui ont nécessité une analyse fine du signal pour le déparasiter.

Pour cela, l'endommagement pour un cycle d'étendue de contrainte $\Delta\sigma$ peut être déterminé à l'aide des courbes S-N (également appelées courbes de Wöhler). Des hypothèses sur les armatures de béton précontraint ont été prises sur les paramètres des courbes S-N. Ces courbes sont obtenues grâce à des essais soumettant des torons à des cycles ondulés de traction jusqu'à leur rupture.

Dans cette étude, plusieurs courbes S-N ont été prises comme hypothèse, deux courbes issues de l'Eurocode 2 et du BPEL et une courbe intermédiaire proposée par le Cerema s'appuyant sur la courbe des Eurocodes avec une limite de troncation fixée à 80MPa, valeur admise pour des câbles de précontrainte ne présentant pas de signe de corrosion mais non vérifiée expérimentalement.

Les calculs d'endommagement sont calculés pour chaque jauge en appliquant la règle de Palmgren-Miner. L'endommagement D_{Ed} est donc donné par la relation suivante :

$$Ded = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \quad (1)$$

où :

- $n(\Delta\sigma_i)$ est le nombre de cycles d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$
- $N(\Delta\sigma_i)$ est le nombre de cycles à la rupture pour l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$

Il convient de s'assurer que $D_{Ed} < 1$.

Les endommagements ont été calculés sur deux périodes de mesure : la première sur 2 semaines de données (gradient thermique faible) et la deuxième sur 1 semaine (gradient thermique plus élevé). En effet, une étude de fatigue de câbles menée pour le viaduc de Rombas dans les années 80 avait montré que le gradient thermique pouvait avoir une influence sur les variations de tension sous trafic [4, 5, 6].

Ensuite, ils ont été extrapolés sur 50 ans en prenant l'hypothèse que l'effet de l'augmentation des poids moyens des poids lourds a été compensé par une éventuelle baisse de trafic en 1986 (création de la Rode Est à Lyon) et que l'hypothèse d'un trafic constant et égal au trafic actuel depuis la construction de l'ouvrage est largement sécuritaire.

Les deux études concluent que les endommagements des câbles de précontrainte du viaduc Pasteur ne devraient pas dépasser 10% vers 2050, soit 50 ans environ depuis l'observation d'une fissuration significative de sections au droit de câbles de précontraintes (premières observations suite à l'inspection détaillée périodique de 1998).

e) Conclusions de l'investigation relatives aux câbles de précontrainte

Les conclusions de ces mesures et analyses sur les câbles de précontrainte indiquent un faible risque de rupture par fatigue des câbles dans les zones instrumentées les plus fissurées et donc les plus sensibles vis-à-vis de ce phénomène.

3. Diagnostic de la chape d'étanchéité [7]

a) Programme expérimental

Pour le diagnostic de la chape d'étanchéité, 22 profils longitudinaux rapprochés ont été réalisés dans le sens de circulation (Nord → Sud). Le premier de ces profils, le profil P_01, a été réalisé à 40 cm du pied de la GBA disposée sur l'accotement Ouest. Les profils suivants ont été mis en œuvre de manière à respecter un espacement de 50 cm entre eux. Le dernier profil, le P_22, est ainsi situé à 10,90 m du pied de la GBA de l'accotement Ouest.

Les profils radar sont présentés en Figure 15, qui correspond à une coupe transversale du tablier Ouest.

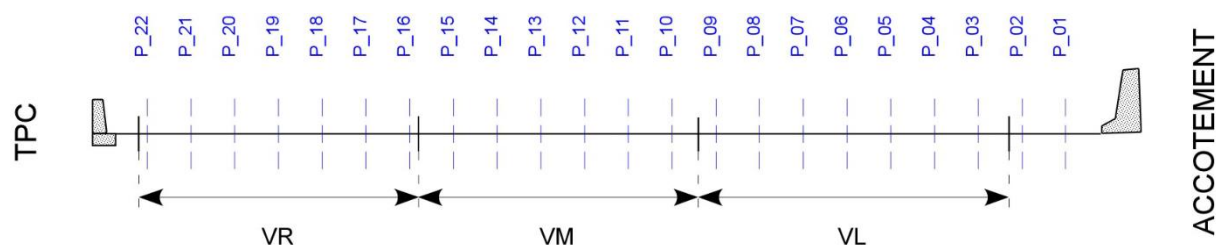


Figure 15. Disposition des 22 profils longitudinaux sur le tablier Ouest du Pont Pasteur. Le profil P_01 est à 40 cm du pied de la GBA. Les autres profils sont espacés entre eux de 50 cm

Le matériel utilisé est le RADAR GSSI modèle SIR 20 associé à l'antenne haute fréquence de 2,6 GHz. Cette antenne, qui offre la meilleure résolution verticale, est la mieux adaptée pour ce type d'intervention.

Cependant, compte tenu de la vitesse des ondes radar généralement constatée dans les matériaux bitumineux, cette antenne ne permet pas de discrétiser une couche d'une épaisseur inférieure à environ 3-4 cm (i.e. de dissocier les échos radar correspondant aux faces supérieure et inférieure de la couche en question). Cette contrainte technique pourra constituer une limite pour le diagnostic de la chape d'étanchéité, qui repose sur l'étude de l'amplitude de l'écho associé à l'interface entre la chape et le béton du tablier.

L'illustration ci-dessous présente le matériel d'acquisition monté sur un chariot porteur, muni d'un dispositif permettant la réalisation de profils parallèles sans nécessiter de marquage au sol.

Enfin, l'acquisition des profils radar a été réalisée avec une densité de mesure de 100 scans par mètre.



Figure 16. Matériel d'acquisition et sa "poussette"

b) Résultats et analyses

Les épaisseurs de chaussée ont été estimées de manière indirecte en soustrayant au complexe [chaussée + étanchéité] (obtenue directement par méthode radar) une épaisseur moyenne de l'étanchéité, supposée constante, obtenue à partir de carottes prélevées au cours de l'auscultation. L'estimation de l'épaisseur moyenne est de 5,9 cm avec des écarts importants (de 2 à 12 cm) pour le tablier Ouest et de 7,9 cm en moyenne (écarts entre 4 à 12 cm) pour le tablier Est (Figure 17).

Pour le diagnostic de la chape, la présence intermittente d'un écho intermédiaire qui se superposait à l'écho correspondant à l'interface [étanchéité]/[tablier de l'ouvrage] a singulièrement complexifié l'analyse.

Cependant, l'étude radar a mis en évidence la présence de nombreux défauts de superficie limitée sur la voie lente et sur la moitié de la voie rapide. La grande majorité de ces défauts semble correspondre à la présence de vides dans la chape d'étanchéité ou entre la chape et le tablier, défauts présents sur des carottes prélevées (Figure 18).

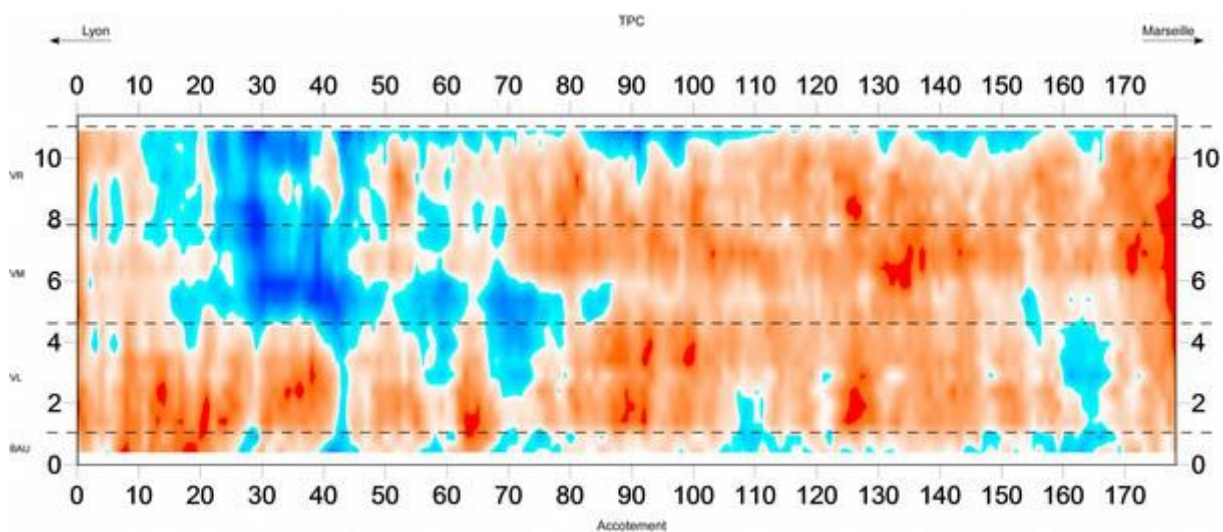


Figure 17. Cartographie des épaisseurs de chaussée obtenue à partir du pointé sur les profils radar de l'interface [base de l'étanchéité]/[béton].

De ce pointé a été soustraite une épaisseur de 2 cm correspondant à l'épaisseur moyenne de la chape d'étanchéité. Les épaisseurs inférieures à 3 cm sont en rouge, celles comprises entre 3 et 7 cm sont en dégradé orangé et celles supérieures à 7 cm sont en dégradé de bleu



Figure 18. Vue sur le complexe d'étanchéité d'une carotte avec présence de vides dans la couche d'asphalte

Quelques zones, limitées en nombre, présentent une anomalie d'amplitude qui ne correspond pas aux défauts précédents. Pour avoir une idée plus précise de l'état de la chape au droit de ces zones, il a été recommandé de procéder à l'ouverture de fenêtres destructives supplémentaires, mais non réalisées à ce jour.

V. Les solutions de réparation envisagées pour traiter les pathologies principales

1. Fissuration transversale des caissons

Plusieurs solutions de réparation ont été envisagées. Elles ont été évaluées techniquement en fonction des résultats des investigations avant d'être évaluées économiquement :

- Mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle longitudinale extérieure : cette solution est usuellement utilisée quand il est souhaité une augmentation de la durée de vie résiduelle, quand il est prévu une augmentation de l'agressivité des charges de trafic ou en cas de déficit notable constaté à l'ELU, déficit mettant en jeu la sécurité des personnes. Néanmoins, cette solution a été écartée vu le faible risque de rupture par fatigue des câbles de précontrainte, le fait que l'ouvrage est justifié à l'ELU, et la problématique de limiter la durée de vie garantie de l'ouvrage.
- Mise en place de renforcement par matériaux composites dont injection des fissures : une étude de pré-dimensionnement d'un renforcement par composites collés a été réalisée. Cette pré-étude est basée sur les deux approches différentes : « supra-résistance » et ferrailage de « non-fragilité » selon l'EC2. Les calculs ont montré que les quantités pré-dimensionnées (en section) sont faibles mais les zones concernées très importantes (en surface). De plus, les matériaux composites n'empêchent pas les fissures de ré-apparaître mais limitent leur ouverture. Leur utilité est donc discutable. Leur bénéfice en service serait très faible sur le comportement de l'ouvrage.
- Traitement et injection des fissures : il s'agit d'une solution minimale mais jugée suffisante suite aux investigations pour satisfaire une durée de vie résiduelle de l'ouvrage de 20 ans environ. En effet, l'injection des fissures transversales qui sont ouvertes « à vide » avec une résine rigide, permettra de réduire l'amplitude des mouvements en « fermeture » et donc les amplitudes de variations de contraintes dans les câbles de précontrainte. Cela permettra d'améliorer la tenue à la fatigue des câbles.

2. Reprise de la chape d'étanchéité

Le principe est de reprendre l'étanchéité en rive d'ouvrage sur la plus grande largeur possible en fonction de l'exploitation de l'OA sous travaux. La zone de raccordement des procédés d'étanchéité sera décalée afin de ne pas se trouver au droit des âmes des caissons car ces zones présentent des flaches importants du fait de défauts de coffrages lors de la construction. Le procédé sera un mono-couche asphalte sur bouche-pores.

3. Protection anticorrosion des têtes d'ancrage et frettes de la précontrainte transversale

Plusieurs techniques sont envisageables pour tenter de protéger ces zones sensibles de la corrosion alors que le béton environnant est pollué par les chlorures :

- protection par courants imposés (PCCI) : le coût d'une telle protection et la maintenance nécessaire pour assurer l'efficacité du système ne sont pas cohérents avec les objectifs de durée d'utilisation de l'ouvrage.
- protection par anodes sacrificielles passives : la faisabilité, l'opportunité et l'estimation élevée du coût d'une telle solution ont conduit rapidement à écarter ce principe de réparation qui ne répond pas aux objectifs d'une réparation pérenne à moyen terme.

- purge du béton pollué et remplacement par du béton sain : cette solution paraît la plus adaptée. Elle sera mise en œuvre, dans la limite du bon fonctionnement mécanique des zones d'ancrage. Le projet doit encore définir les limites de la purge autorisée aux abords des ancrages (et des zones de frettes).

VI. Conclusions

Les investigations suivantes ont été réalisées sur le viaduc Pasteur :

- mesures des surtensions dans les câbles de précontrainte au droit des fissures,
- diagnostic de la chape d'étanchéité.

Ces méthodes ont permis de déterminer :

- l'influence du gradient thermique sur les ouvertures de fissures et les tensions dans les câbles,
- la relation entre les variations de tensions des câbles et les ouvertures de fissure,
- l'état réel de la chape d'étanchéité grâce aux résultats par contrôle non-destructif (radar) associés à des ouvertures de fenêtres ponctuelles destructives sur cet ouvrage à la géométrie réelle complexe.

L'ensemble des études et investigations menées sur la structure et les équipements a permis d'ajuster le programme des réparations de l'ouvrage en fonction de la durée de vie résiduelle recherchée.

En particulier la réparation par précontrainte longitudinale additionnelle qui semblait s'imposer avant que l'hypothèse d'une durée de vie de 20 ans ne soit affichée par la maître d'ouvrage gestionnaire a pu être différée voire évitée. En contrepartie, conformément aux recommandations du comité d'experts, l'ouvrage fera l'objet d'une « surveillance renforcée ».

Au final, les économies réalisées par ce réajustement de programme ont été évaluées au stade de l'APROA à environ 30% : la réparation à « 20 ans » des tabliers a été estimée à 4,4 M€, alors que la réparation complète avait été estimée à 6,5 M€.

Remerciements

Les rédacteurs remercient l'ensemble des contributeurs et participants à cette expertise. Plus particulièrement, B. Godart (IFSTTAR), L. Kusmierek, M. Valade, C. Carnisi, L. Sauger (Cerema, DTerCE, DLL), J.P. Maherault (Cerema, DTerMed, Laboratoire d'Aix-en-Provence), J.P. Benistant et E. Guyot (DIRCE, POA).

Références bibliographiques

- [1] Roënelle P. (2005). A7, Viaduc PASTEUR à Lyon - Ouvrage A07PB020 – Inspection détaillée exceptionnelle 2005. Rapport du CETE de Lyon.
- [2] Houel A., Valade M., Germain D., Mathey A. (2014). Innovative Investigations in a Prestressed Concrete Bridge. EWSHM - 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, Nantes, France.
- [3] Saussol J.-L. (2012). Investigation RADAR sur le pont Pasteur – Localisation de câbles de précontrainte longitudinale. Rapport du CETE de Lyon.
- [4] Chatelain J., Godart B. (1989). *Evaluation de l'état mécanique réel de ponts en béton précontraint*. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, N°159, 111-115.
- [5] B. Jacob, J. Carracilli, B. Godart, P. Trouillet (1987). *Etude en fatigue d'un pont en béton précontraint sous actions combinées du trafic et des gradients thermiques*, IV^e conférence internationale « Durability of Building Materials and Components », Singapour, 4-7 novembre.
- [6] Behr M., Trouillet P. (1988). *Ouvrages d'Art. Actions et sollicitations thermiques*. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, N°155, 57-72.
- [7] Guide technique IFSTTAR (2011). « Pathologies, diagnostic et réparation des chapes d'étanchéité d'ouvrages d'art ».

Protection Cathodique par Courant Imposé à l'aide d'anodes forcées - chantier pilote du Viaduc de Saint-Cloud

Véronique Bouteiller¹, Anaïs Jacquet², Guillaume Damien³, Frédéric Boinski⁴, Julien Schneider⁵, Christophe Michaux

¹ IFSTTAR, MAST/SDOA, Bâtiment Bienvenüe, 14-20 boulevard Newton, 77447 Champs-sur-Marne - Marne-la-Vallée Cedex 2, France

veronique.bouteiller@ifsttar.fr

² DRIEA, IF/DirIF/SIMEER/DIOA, 65, avenue Faidherbe, 93315 Le Pré Saint Gervais, France

guillaume.damien@developpement-durable.gouv.fr , anaïs.jacquet@developpement-durable.gouv.fr

³ Concrete, : frederic.boinski@concrete-mail.com

⁴ Cerema, Direction territoriale Ile-de-France, LEM, 120 route de Paris - BP 216 - Sourdun - 77487 PROVINS Cedex, France E-mail : julien.schneider@cerema.fr

⁵ In-Situ SA, 5 rue Geespelt, ZAC 2000, L-3378 Livange, Luxembourg, c.michaux@insitu.lu

Résumé

Construit dans les années 70, le viaduc de Saint Cloud porte l'autoroute A13 et enjambe la Seine. Il est situé entre les communes de Saint-Cloud et de Boulogne avec plus de 100 000 véhicules/jour. Lors de l'étude technique pour l'installation d'écrans anti-bruit, diverses dégradations des bracons de l'ouvrage ont été observées. Un diagnostic a été réalisé basé sur des observations visuelles, des mesures de teneur en ions chlorure et des mesures de corrosion. Il s'est avéré que les armatures passives de l'ouvrage se corrodent. La cause principale de cette corrosion est un enrobage insuffisant des armatures et une présence importante d'ions chlorure (y compris au-delà du premier lit d'armatures) provenant des sels de déverglaçage qui ruissellent sur les bracons (étanchéité défectueuse). Un chantier pilote de protection cathodique par courant imposé (PCCI) a été réalisé sur la pile P2 (un voussoir sur pile et deux voussoirs courants adjacents) afin de vérifier que la corrosion des armatures pouvait être limitée. Le dimensionnement de l'installation cathodique avec des anodes forcées ainsi que l'instrumentation et le monitoring associés sont explicités dans cet article. Les résultats, entre avril 2012 et avril 2013, montrent que la PCCI devient opérationnelle deux mois après son installation compte tenu des réglages à effectuer. Les critères de performance énoncés dans la norme NF EN 12696 pour la protection cathodique sont atteints sur les voussoirs courants (hormis la zone du gousset). Pour le voussoir sur pile (très ferrailé et avec beaucoup de précontrainte) des améliorations doivent être apportées.

Introduction et présentation de l'ouvrage

Le viaduc de Saint-Cloud porte les deux sens de l'autoroute A13 (Figure 1) entre les communes de Saint-Cloud et de Boulogne (Figure 2). Son profil en travers se répartit en deux fois deux voies sans bande d'arrêt d'urgence. Le trafic s'élève à plus de 100 000 véhicules/jour et aucune baisse de trafic n'est observée en journée. Il surplombe la Seine et des voiries départementales très circulées ce qui limite son accès en sous face.

La construction du viaduc de Saint-Cloud (par Campenon Bernard) a débuté en 1972 pour s'achever en 1974. Le viaduc a été construit par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs à joints conjugués collés. Il s'agit d'une poutre caisson à trois alvéoles (Figure 3). Le tablier présente une hauteur constante de 3,60 m pour un élancement de 1/28ème. Il est composé de quatorze travées dont la longueur varie entre 64 m et 101,75 m auxquelles il faut ajouter les travées de rive côté Saint-Cloud et côté Boulogne qui mesurent respectivement 42 m et 49 m. La longueur totale de cet ouvrage est de 1 103 m. Un appui cantilever, situé à mi-travée de la travée 9, sépare l'ouvrage en deux parties que l'on nomme le viaduc d'accès et le pont sur Seine qui mesurent respectivement 574 m et 529 m.

Le béton du Viaduc de Saint Cloud a été formulé avec un ciment CPA 325 Lafarge Corneilles (400 kg/m³).



Figure 1 : Viaduc de Saint-Cloud (Crédit photo H. Delahousse, Ifsttar).

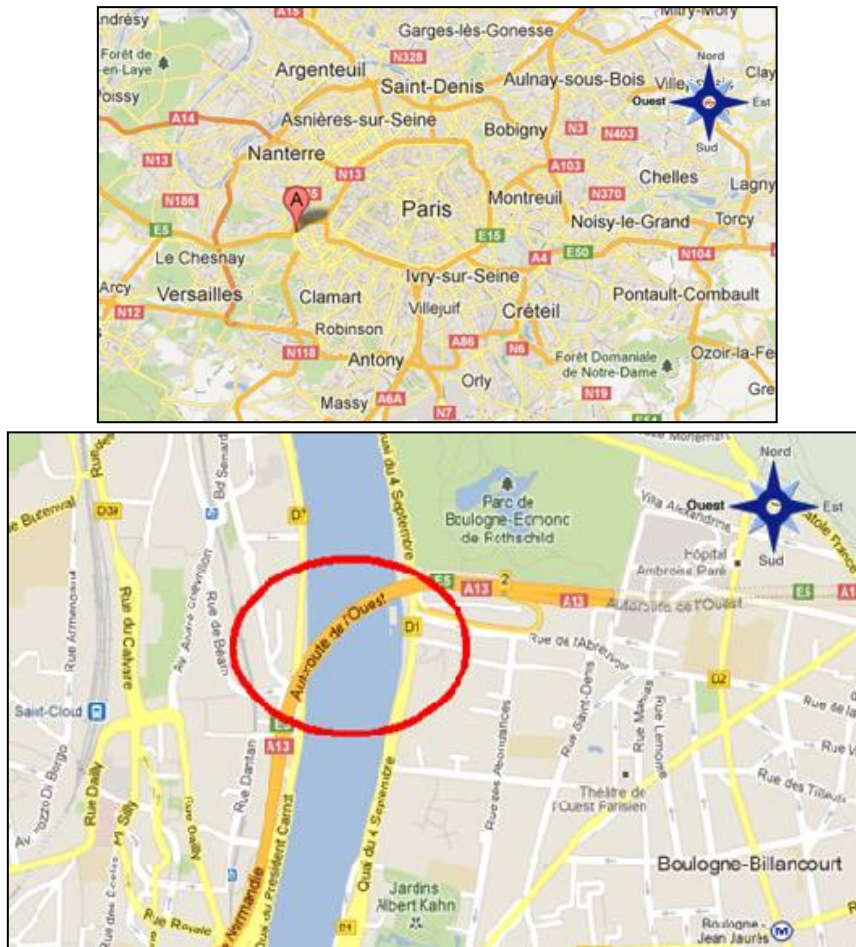


Figure 2 : Situation géographique du viaduc (source internet, droits réservés).

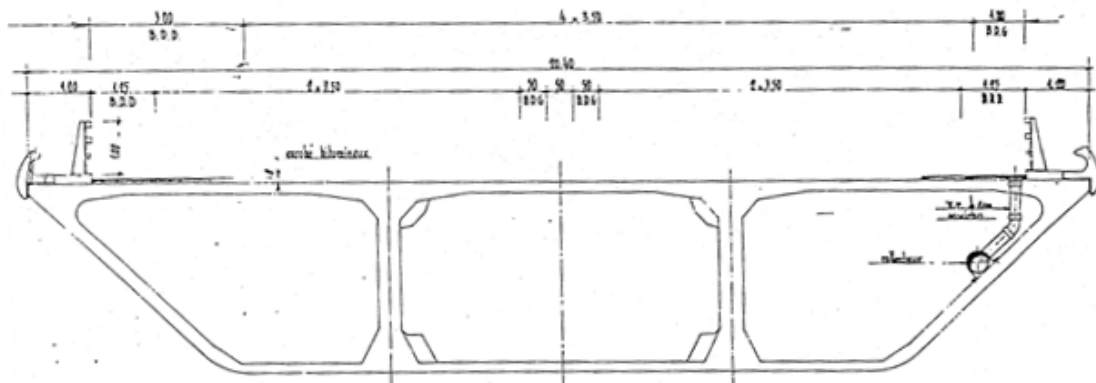


Figure 3 : Structure alvéolaire du viaduc.

Depuis sa construction, de nombreux travaux de réparation ont été effectués :

- 1979 à 1981 : ajout d'une précontrainte additionnelle pour la prise en compte du gradient thermique et du fluage du béton (phénomènes mal connus au début des années 1970 et non pris en compte dans la réglementation en vigueur de l'époque) ;
- 1986 : mise en place de goudrons actifs afin de supprimer les battements verticaux en voie lente ;

- 2005 à 2009 : changement des câbles de précontrainte additionnelle suite à la découverte d'un câble rompu en 1998 ;
- 2012 à 2015 : pose d'écrans acoustiques et réparation du haut-des bracons (le gousset).

Un comité technique réunissant le CGEDD, l'IFSTTAR et le CEREMA/DTecITM/CTOA suit et valide les réparations à effectuer sur le viaduc de Saint-Cloud depuis 1998 (suite à la rupture d'un câble de précontrainte).

En 2012, les désordres constatés au niveau des parements de l'ouvrage ont pour origine les sels de déverglaçages utilisés en période hivernale. Le système d'assainissement du viaduc est défectueux. A cause de l'absence de relevés d'étanchéité, le drainage des eaux ne s'effectue pas correctement. Les avaloirs souvent obstrués ne jouent plus leur rôle et l'eau chargée en ions chlorure présents dans les sels de déverglaçage, circule sur le tablier avant de ruisseler le long des bracons.

I. Diagnostic

Dans les années 2012, l'objectif était de définir un état général du Viaduc en fonction des observations visuelles, des mesures de teneur en ions chlorure et du diagnostic de corrosion (cartographies de potentiels, mesures de résistivité, mesures de vitesse de corrosion).

1. Observations visuelles

L'observation visuelle des bracons du Viaduc a permis d'identifier des zones en fonction, d'une part, des traces de coulures et, d'autre part, de l'état de dégradation. Leur répartition le long de l'ouvrage est présentée sur la Figure 4.

Les coulures sont caractéristiques des venues d'eau provenant de la chaussée (voie portée). Celles-ci sont concentrées sur les parties de l'ouvrage indiquant une pente favorisant l'écoulement vers le point le plus bas. Les dégradations, quant à elles, sont caractérisées par la présence d'aciers apparents corrodés, d'épaufrures et de tout autre désordre visuel.

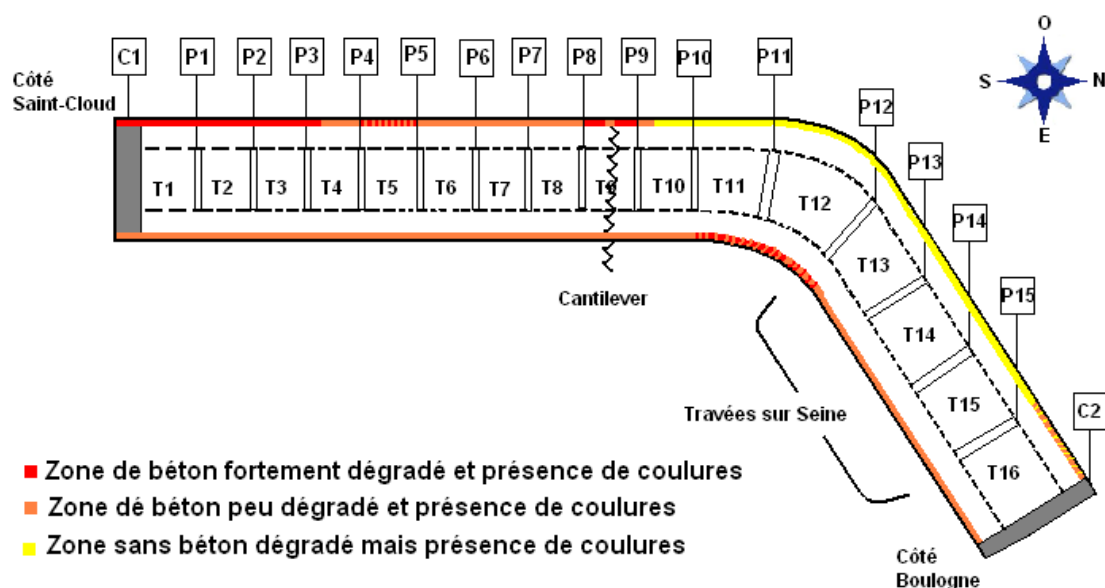


Figure 4 : Zonage du viaduc basé sur les observations visuelles.

2. Détermination de la teneur en ions chlorure

Le viaduc de Saint-Cloud a fait l'objet de nombreuses mesures de teneur en ions chlorure. A titre d'illustration, la localisation des prélèvements de béton sur la pile P2 (Figure 5) et les résultats des teneurs en ions chlorure libres (% massique en ions chlorure par rapport au béton en fonction de la profondeur d'enrobage ([1]) sont présentés sur la Figure 6.

Trois zones de prélèvements ont été étudiées (seules les résultats des zones 1 et 3 sont décrites ici). Les résultats montrent que les parties hautes du bracon sont généralement plus chargées en ions chlorure que les parties plus basses. Comparativement à la teneur critique en ions chlorure au-delà de laquelle la corrosion peut s'initier (0,06% [2]), les teneurs en ions chlorure au niveau du parement sont très importantes (comprises entre 0,10 et 0,50 %). La teneur en ions chlorure diminue lorsque la profondeur augmente. Néanmoins à la profondeur des armatures (voisine de 10-20mm¹) la teneur en ions chlorure reste supérieure à la valeur critique. Il faut également remarquer que les ions chlorure ont pénétré au-delà du premier lit d'armature.

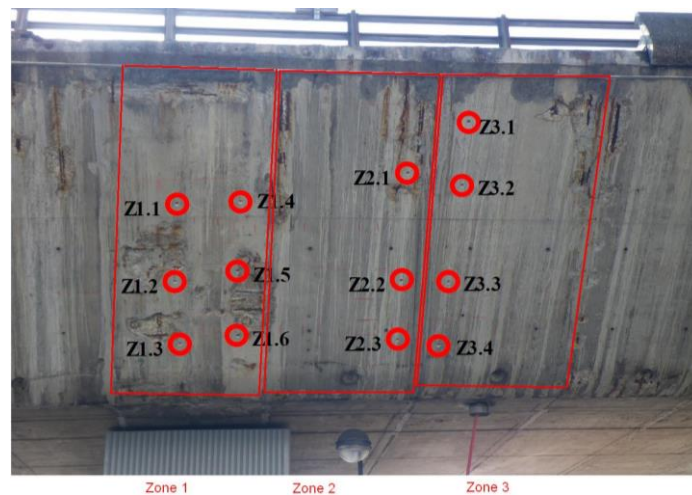


Figure 5 : Localisation des prélèvements sur les voussoirs sur la pile P2 et les voussoirs adjacents pour la détermination des teneurs en ions chlorure.

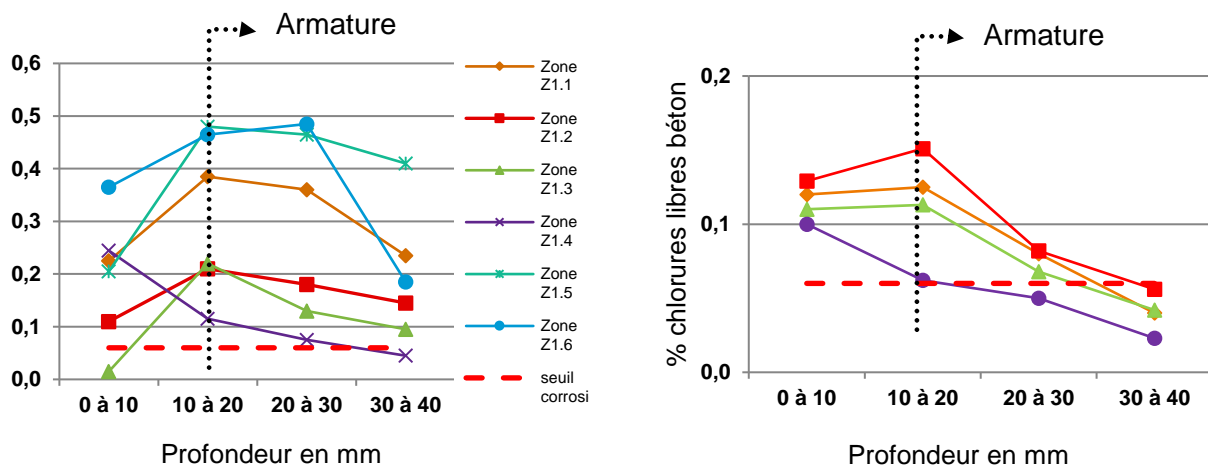


Figure 6 : Profils en ions chlorure libres.

¹ le CCBA 68 précise 2 cm d'enrobage pour les parements exposés aux intempéries (art 43.1).

La teneur importante en ions chlorure et le faible enrobage des armatures sont à l'origine de la dégradation des parements en béton du Viaduc de Saint-Cloud.

3. Cartographies de potentiels

Dans le but de préciser le degré de corrosion des armatures du Viaduc, des cartographies de potentiels (contrôle non destructif si ce n'est la connexion à l'armature) ont été réalisées [3]. Les mesures de potentiel ont été réalisées au droit des armatures verticales à l'aide d'un CANIN avec électrode à roue (Cu/CuSO₄) avec un pas de mesure de 10 cm. L'exploitation des résultats de la Figure 7 pour les voussoirs de la pile P2 montre des potentiels plus électronégatifs sur la moitié supérieure des bracons P2-1 et P2-2, et au niveau des ancrages de la précontrainte transversale des bracons sur pile. De plus, les zones à fort gradients de potentiel se corrèlent relativement bien avec les zones de coulures (Figure 5).

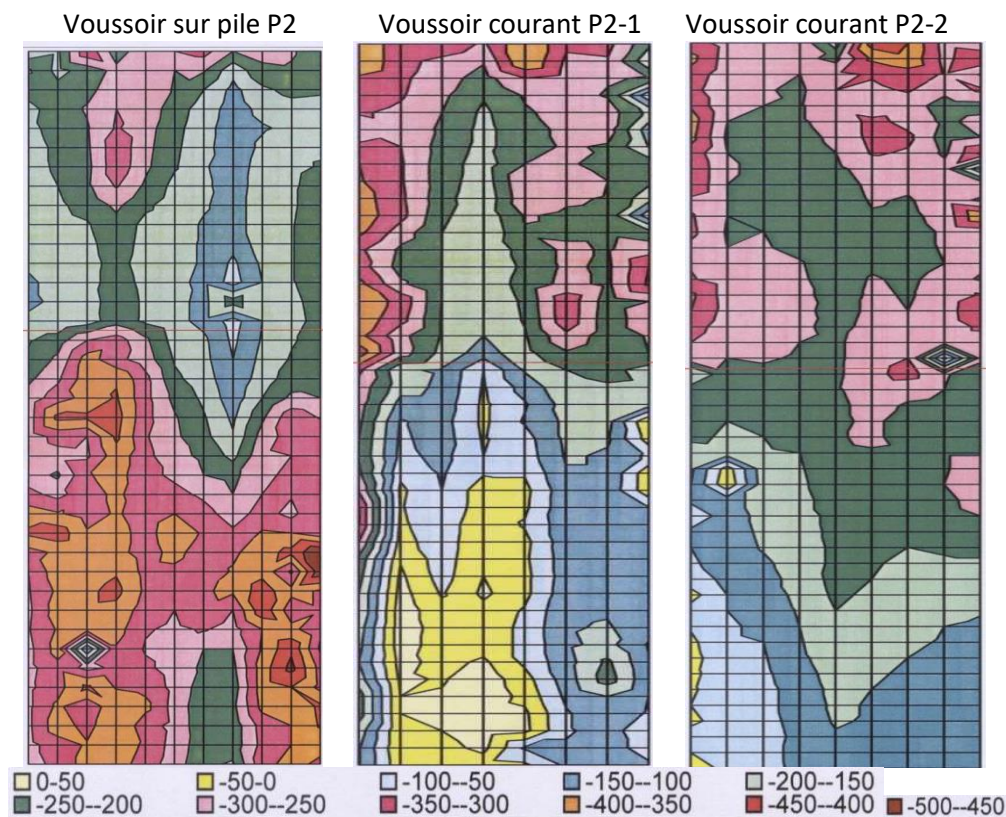


Figure 7 : Cartographies des potentiels d'électrodes (en mV, électrode Cu/CuSO₄).

II. Contraintes et choix

Les contraintes majeures portent sur la géométrie de l'ouvrage (le profil en travers est particulièrement restreint) et sur le niveau de circulation (très élevé et qui nécessite de maintenir l'ensemble des voies de circulation entre 4h30 du matin et 22h30 le soir).

Dans le cadre d'une réparation traditionnelle, le béton pollué par les ions chlorure nécessiterait une purge au-delà des aciers et cette action n'est pas compatible avec la capacité portante de l'ouvrage. Plusieurs calculs structurels ont été menés afin d'identifier les marges de résistance et les possibilités de purge. La limitation principale se situe au niveau de la flexion transversale.

Le calcul a été effectué sous ST1 puis sous EFFEL afin de mieux prendre en compte la précontrainte intérieure et la précontrainte additionnelle en l'absence d'entretoise en dehors des appuis.

Il est rapidement apparu que seul le gousset offre une réserve suffisante pour permettre une purge « en piano ». Le bras de levier y est plus important et le moment résistant deux fois plus élevé que la sollicitation à l'ELS rare. Cette purge est en cours dans le cadre du chantier de pose des écrans à partir de 2012 car ceux-ci recouvrent partiellement cette zone. Il est aussi apparu intéressant de réaliser cette purge car cette zone comporte de nombreux câbles de précontrainte :

- précontrainte transversale ;
- précontrainte longitudinale dans le gousset ;
- ancrages des étriers actifs ;
- précontrainte d'entretoise au niveau des piles et des culées.

Cette opération est réalisée par l'entreprise Demathieu et Bard et son sous-traitant AQUATEC+ grâce à des outils dédiés mis en place à partir de la chaussée chaque soir. Une dizaine de zones de 1,10 m de large et 60 cm de haut pour environ 5 cm de profondeur est traitée par nuit en hydrodémolition et en projection par voie sèche. Un espace de 1,10 m est laissé entre chaque zone afin de maintenir la portance de l'ouvrage. Lors d'une seconde phase, l'entreprise réalise une deuxième série de purge après que la première soit montée en résistance. Ces travaux s'avèrent donc très longs et provoquent à la fois une gêne pour la circulation à cause de la neutralisation d'une des deux voies par sens de l'autoroute A13 et du bruit que les riverains doivent subir. Le confinement réalisé permet de contenir les gravats et les projections de mortier mais est malheureusement peu efficace par rapport au bruit.

En dessous du gousset, l'épaisseur du bracon se réduit à 25 cm. Il comporte un treillis soudé sur chaque face ainsi que de nombreuses zones de recouvrement d'acier au niveau des courbures. Près des piles, des étriers actifs sont présents à mi-profondeur mais ont été mis en œuvre dans des gaines plastiques. La maille des treillis soudés est d'environ 20 cm par 20 cm.

Le traitement de cette partie inférieure des bracons devait intégrer les contraintes suivantes :

- un accès plus compliqué par en dessous ou au-dessus ;
- une résistance structurelle insuffisante pour purger en un sur deux comme pour la partie supérieure ;
- une présence de précontrainte ;
- une volonté de réduire les nuisances sonores et
- le maintien de la circulation.

Un équipage mobile est mis en place dans le cadre du chantier des écrans mais sa capacité est limitée et s'adapte difficilement aux opérations d'hydrodémolition à cause du poids des gravats et des contraintes dues au traitement de l'eau. Il permet par contre de s'affranchir des balisages sur l'autoroute A13.

Structurellement, il est nécessaire de renforcer transversalement le caisson sur la moitié de la travée pour permettre une purge partielle de la partie inférieure des bracons. Le coût de cette solution est élevé.

Etant donné la présence de précontrainte, la seule autre technique de réparation possible est la protection cathodique. Le comité technique du viaduc a validé la solution par courant imposé étant donné la teneur importante en ions chlorure y compris au-delà du premier lit d'armatures. Plusieurs types d'anodes peuvent être utilisés : ruban, treillis et/ou anodes ponctuelles.

Les deux contraintes supplémentaires suivantes sont à prendre en compte :

- l'enrobage des aciers souvent inférieur à 1 cm ;
- le poids généré par toute couche de mortier supplémentaire.

Elles ont conduit à retenir la solution par anode forée qui peut être mise en œuvre quel que soit l'enrobage des aciers, ne nécessite pas de mortier supplémentaire et permet d'être mise en œuvre depuis l'intérieur du caisson².

Le coût de cette technique est évalué à la moitié de celui de la purge par hydrodémolition et du renforcement par précontrainte. Les nuisances générées sont également moindres.

En outre, il a fallu vérifier deux points :

- la continuité électrique des différents aciers : elle a été vérifiée statistiquement sur plusieurs fenêtres ainsi qu'aux niveaux de certaines zones hydrodémolies. La continuité existe entre les différents aciers passifs, entre les gaines, les fils et les torons de précontraintes,
- la sensibilité des torons de précontraintes au risque de fragilisation par hydrogène (FpH) : la microstructure métallurgique et la composition chimique ne présente pas de sensibilité particulière vis-à-vis du risque de FpH³

1. Le chantier pilote de la Protection Cathodique par Courant Imposé à l'aide d'anodes forées sur le Viaduc de Saint-Cloud

La protection cathodique par courant imposé est un traitement de réparation de type électrochimique qui permet, en imposant un courant, de polariser les armatures du ferrailage pour les rendre "cathodiques" c'est à dire qu'elles sont alors dans un domaine de potentiel où la corrosion devient négligeable voire nulle [4-7] Ce type de protection nécessite des densités de courant comprises entre 2 et 20 mA/m² d'acier [8] et sollicite directement les armatures quel que soit leur environnement, pollué ou non, ce qui permet de laisser en l'état le béton pollué par des ions chlorure par exemple, à condition que ce dernier soit encore adhérent aux

² La Protection Cathodique par Courant Galvanique (PCCG) n'est pas pertinente lorsque les teneurs en ions chlorure sont importantes et que le processus de corrosion est engagé sur des surfaces importantes.

³ Néanmoins cette absence de sensibilité particulière de l'acier n'implique pas que l'on puisse s'affranchir du risque de FpH dans le cas de l'application d'une protection cathodique. En effet, d'autres paramètres opérationnels influencent ce risque de FpH (valeur du courant imposé, présence d'éléments corrosifs au contact des aciers à l'intérieur des conduits, surprotection locale, ...)

armatures. Cette technique se révèle donc particulièrement intéressante lorsque les ions chlorure ont pénétré dans le béton au-delà du premier lit d'armatures comme c'est le cas pour le Viaduc de Saint-Cloud. La protection cathodique par courant imposé est un traitement à vie de l'ouvrage.

2. Choix de la planche pilote

Suite au diagnostic, une planche d'essai pilote a été choisie (Figure 8) :

- Le voussoir sur pile P2 présente des coulures ainsi que des éclatements du béton d'enrobage dans les zones des têtes de précontrainte transversale et suivant les câbles longitudinaux, et
- Les deux demi-voussoirs P2-1 et P2-2 (côté Saint Cloud) présentent des coulures ainsi que des éclatements du béton d'enrobage au niveau des aciers verticaux, en partie haute et en périphérie de voussoir.



Figure 8 : Voussoirs de la planche d'essai pilote (voussoir sur pile P2 et voussoirs courants P2-1 et P2-2 côté Saint-Cloud).

3. Le design du système de PCCI dans le cadre de l'essai pilote

Le chantier pilote consistait à tester la mise sous protection cathodique des aciers passifs (deux lits d'armatures passives, extérieurs et intérieurs) et des têtes et gaines de câbles de précontrainte transitant dans les bracons.

A. Description des éléments de la PCCI

Le réseau cathodique est constitué du ferrailage des armatures passives et de quelques éléments précontraints (le repérage de l'ensemble des éléments a été réalisé et utilisé pour le design de la PCCI) : les différents lits d'armatures passives sont supposés interconnectés électriquement (continuité électrique) ; les torons des précontraintes et les têtes de précontrainte sont supposés connectés électriquement aux armatures passives ; la connexion des gaines de précontrainte aux armatures passives est aléatoire.

Le réseau anodique est constitué d'anodes du type durAnode (200 mm) 4V de CPI avec un coulis d'injection du type Emaco CP15 formulé par CPI et produit par BASF. L'installation a été modifiée au niveau de la précontrainte longitudinale avec des anodes durAfat (50 mm) (car la longueur des durAnode ne permettait pas leur mise en place à cet endroit).

L'alimentation électrique générale provient d'une armoire électrique EDF dédiée (230V, 50Hz).

Les électrodes de référence sont de type Mn/MnO₂ (ERE20[®] Force Technology). Elles ont été placées sur les armatures, pour relever les potentiels ON (pendant la PCCI), les potentiels OFF (immédiatement après coupure de la PCCI) et les potentiels correspondant à la dépolarisation (après coupure de la PCCI et sur une période de 24h), selon des localisations stratégiques :

- différentes hauteurs dans le voussoir de manière à vérifier l'intégralité de la protection;
- différentes profondeurs dans le voussoir de manière à observer la protection du premier lit d'armatures mais également celle du second lit d'armatures ;
- différentes positions dans le maillage du ferrailage et le maillage des anodes pour vérifier l'homogénéité du système ;
- à proximité des câbles de précontrainte dans le haut des voussoirs afin de surveiller le risque de fragilisation par l'hydrogène et de pouvoir couper la PCCI si le risque est établi.

Le système électronique retenu communique selon une hiérarchie maître/esclave et provient du fournisseur : Cathodic Protection International ApS-CPI. Une unité centrale et de contrôle (UCC-durAcenter) alimentée en 230V/50Hz a été fixée sur l'entretoise de la pile P2 à l'intérieur du caisson. Elle pilote 3 cabinets esclaves (durAcenter 01, 02 et 03) adressables et intelligents placés sur la même entretoise. Le logiciel durAcenter control system permet le suivi de l'installation depuis un PC. Le système est piloté via télésurveillance par un modem GSM 3G intégré.

B. Dimensionnement

Le plan de recollement des voussoirs investigués est illustré sur la Figure 9. Les dimensions du voussoir (intérieur) sont en hauteur 490cm, en largeur 220cm et en épaisseur 25cm. Les voussoirs sont déclinés en quatre zones, de bas en haut, en fonction notamment des éléments précontraints. Chaque durAcenter gère le réseau d'anodes (4 sorties délivrant le courant) et mesure les potentiels des sondes de référence (huit entrées enregistrant les potentiels). L'attribution des durAcenter est la suivante :

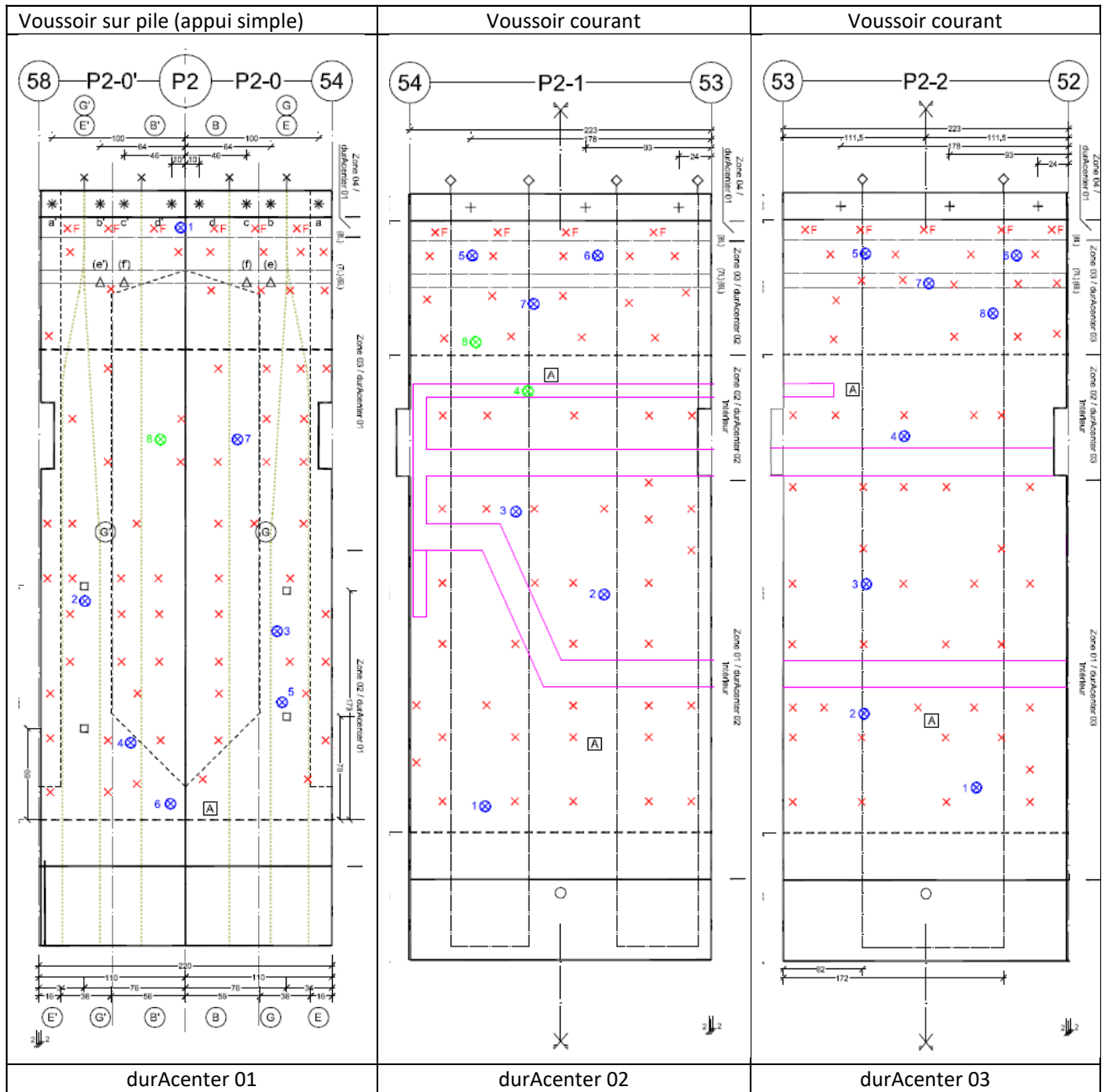
- le durAcenter 01 gère les zones 2, 3 et 4 des deux demi-voussoirs sur pile P2-0' et P2-0 ainsi que la zone 4 des voussoirs courants P2-1 et P2-2 (zone du gousset là où la précontrainte est très importante) ;
- le durAcenter 02 gère le voussoir courant P2-1. Les zones 1 et 2 comportent uniquement des armatures passives et deux étriers actifs isolés électriquement. La zone 3 comporte également de la précontrainte transversale ;
- le durAcenter 03 gère le voussoir courant P2-2. Les zones 1 et 2 comportent uniquement des armatures passives et un étrier actif isolé électriquement. La zone 3 comporte également de la précontrainte transversale.

Concernant le réseau cathodique, chaque voussoir comporte 4 connexions aux armatures et la continuité électrique a été vérifiée. Le dimensionnement du réseau anodique a été estimé en prenant en compte la densité d'acier à protéger, les données fournisseur des anodes et la gamme de courant de réparation de la norme : les voussoirs courants comportent environ 4 anodes/m² de béton (intensité de courant par anode égale à 2,25 mA) et le voussoir sur pile comporte environ 6 anodes/m² de béton (intensité de courant par anode égale à 3,75 mA). Dans une zone déterminée, les anodes ont été reliées entre-elles (réseau anodique) par des câbles en titane gainés, insérés dans le béton au moyen de saignées prévues à cet effet.

Pour le monitoring, chaque voussoir est instrumenté avec 8 électrodes de référence ERE20[®] (≈ 170 mV / SCE)⁴. L'unité centrale gère au travers des trois durAcenter la mesure des paramètres suivants, pour chaque zone :

- potentiels « Instant OFF » des électrodes de référence (mV) (0,1-1 s.) ;
- potentiels « Instant ON » des électrodes de référence (mV) ;
- « IR drop » (mV) ;
- impédance du circuit de mesure des électrodes de référence (kOhm) ;
- tension des différents circuits anodiques (V) ;
- courant des différents circuits anodiques (A) ;
- température des armoires monitoring (centrale, esclaves) (°C).

⁴) Quelques électrodes de référence de type durAmmo ont également été installées à titre d'essai.



- × Anode
- Amaturre passive double lit maille
- ×F Anode durAfat
- [A] Contact armature
- ⊗ Sonde référence durAmmo
- ◇ Tête d'ancrage étrier actif
- + Tête d'ancrage précontrainte transversale hourdis supérieur
- ⌵ Tête d'ancrage précontrainte d'entretoise voussoirs pile P2 (E/G-B)
- * Tête d'ancrage précontrainte d'entretoise voussoirs pile P2 (a-b-c-d)
- △ Tête d'ancrage précontrainte d'entretoise hourdis supérieur voussoirs pile P2 (e-f)
- Tête d'ancrage précontrainte d'entretoise voussoirs pile P2 entretoise (J-K)
- Trou de montage
- Tracé gaines précontraintes
- EA- Etrier actif
- ◇ Cette représentation indique que la tête d'ancrage est située dans l'angle entre la partie verticale du bras et le hourdis

Figure 9 : Plan de recollement des voussoirs sous protection cathodique par anodes forcées avec électrodes de référence noyées pour le monitoring.

C. Mise en œuvre de la PCCI avec anodes forcées

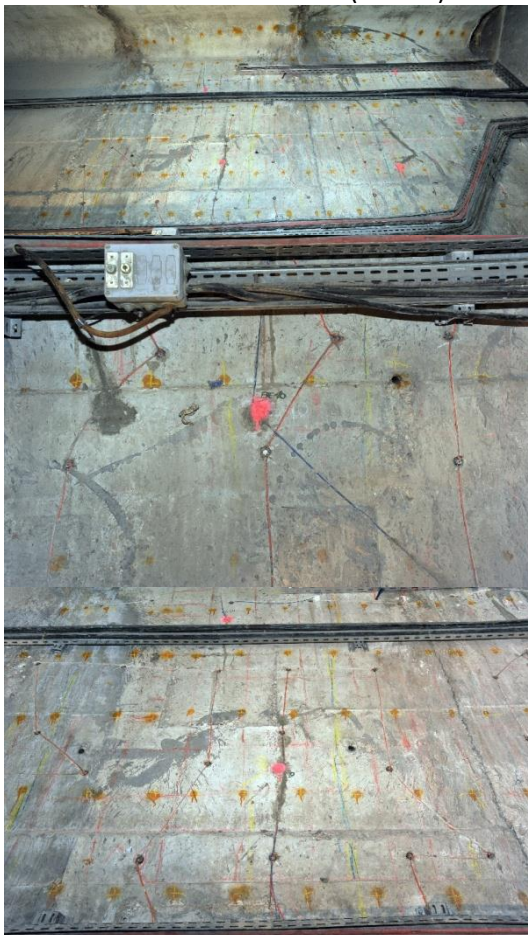
Les photos des différents éléments de la PCCI sont présentées sur la Figure 10.



Intérieur du voussoir (Pile P2)



Connexion à l'armature



Toute la hauteur du bracon (intérieur)



Connexion de l'anode noyée



Anodes (durAnode (en haut) et durAfat (en bas))



Electrode de référence noyée ERE20



Figure 10 : Photos du chantier pilote de PCCI par anodes forcées (Crédit photos H. Delahousse et V. Bouteiller, Ifsttar, ERE20 image Force Technology).

4. Le suivi du système de PCCI avec anodes forcées

La mise sous protection cathodique a démarré le 24 avril 2012 et le suivi a été réalisé jusqu'en avril 2013. Il s'agissait, pour chaque voussoir, de mesurer en fonction du temps :

- pour une tension donnée, la distribution des courants anodiques ;
- les potentiels OFF (tout de suite après coupure de la PCCI) ;
- le critère de performance de dépolarisation à 24h.

Les résultats du voussoir courant P2-2 (durAcenter 02) et du voussoir sur pile (durAcenter 01) sont illustrés sur les Figure 11, Figure 12 et Figure 13 (les résultats du voussoir courant P2-1 (durAcenter 03) sont similaires à ceux de P2-2 et ne sont donc pas représentés).

A. La distribution des courants

Au niveau du durAcenter, une tension est imposée pour chaque zone anodique et le suivi du courant anodique distribué est mesuré en fonction du temps (Figure 11). Après une période de rodage et de compréhension de deux mois, les paramètres de service ont été ajustés à leurs valeurs définitives le 03 juillet 2012. Le but de cet ajustement était d'améliorer la performance dans les zones de précontraintes à forte densité d'armatures (têtes de précontrainte du voussoir sur pile et zone du gousset sur l'ensemble des 3 voussoirs) de manière à atteindre le critère de performance de dépolarisation à 24h (§C).

Le courant anodique délivré varie en fonction des zones (densité d'armatures et conditions environnantes différentes). Toutes les zones anodiques présentent un comportement similaire sur une année, avec un courant maximum en été et un courant minimum en hiver. L'enregistrement des courants anodiques permet de moyenniser sur une année l'attribution du courant pour chaque zone, puis pour chaque anode.

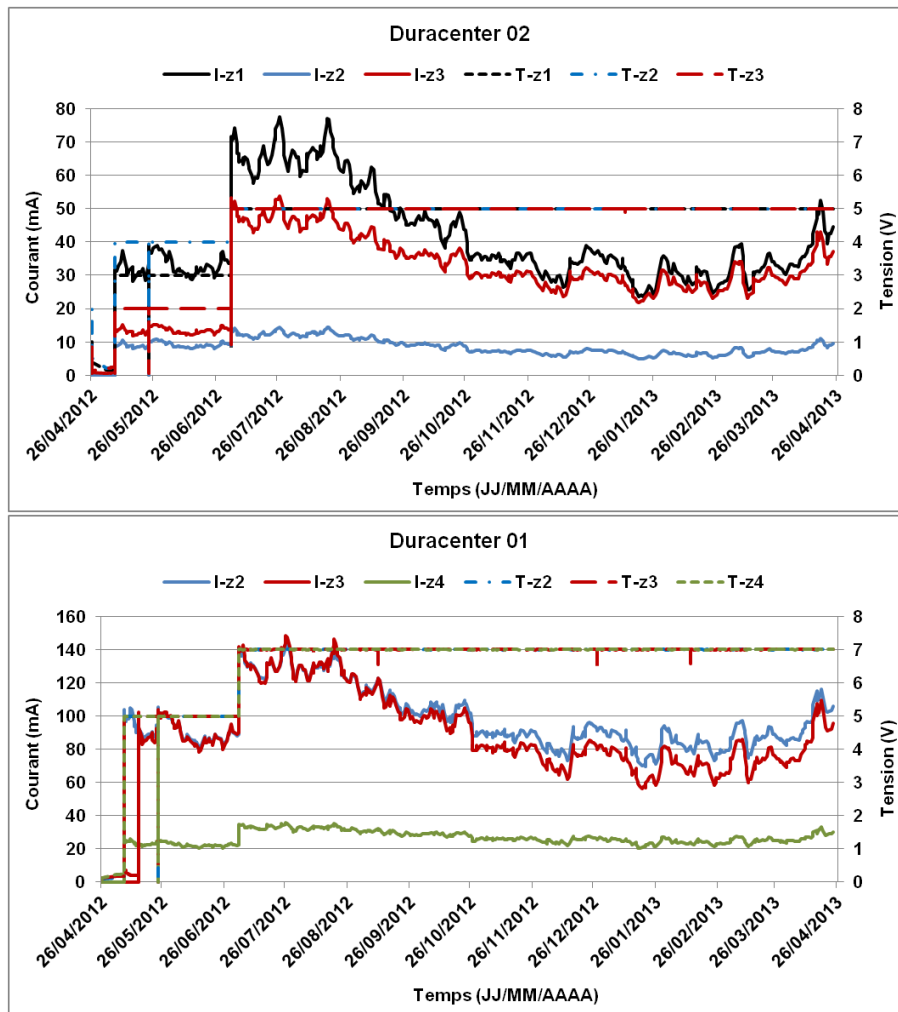


Figure 11 : Tensions choisies et courants imposés en résultant pour chaque zone anodique en fonction du temps.

Les résultats du chantier pilote de protection cathodique par courant imposé par anodes forcées du viaduc de Saint-Cloud sont présentés dans le Tableau 1. Les courants moyens sont compris entre 3 et 9 mA/m² d'acier et sont donc conformes aux valeurs de protection indiquées dans la norme de protection cathodique (de 2 à 20mA/m² d'acier). Le courant par anode varie entre 1,4 et 2,5 mA pour le voussoir courant et entre 1,9 et 3,9 mA pour le voussoir sur pile. Ces valeurs sont cohérentes avec le dimensionnement proposé et en accord avec les données du fournisseur.

Tableau 1 : Synthèse de l'ensemble des résultats du chantier pilote de PCCI avec anodes forcées sur la pile P2 du Viaduc de Saint-Cloud.

Equipment	Bracon		Zone à protéger						Electrode de référence			Moyenne des résultats du 3 juillet 2012 jusqu'au 24 avril 2013			
	nom	output n°	localisation	surface de béton (m²)	densité armatures (m² acier / m² béton)	type anode	anode posée par	nombre (anode / zone)	input n°	nombre (Eref / zone)	profondeur (cm)	Tension appliquée (V)	Courant total/zone (mA)	Courant (mA/m² d'acier)	Courant par anode/zone (mA)
	non utilisé (durAcenter 01)	04	gousset	1,82	-	durAfat	ext	(4)	-	-	-	-	-	-	-
									5		10				
									6		10				
									7		10				
									8*		8				
	P2-1	02	milieu	1,98	1,51	durAnode	int	5	4*	1	20	5	9	3,0	1,8
									3		10				
									2		20				
									1		10				
	P2-00/P2-1/P2-2	04	goussets de P2-0-0/P21/P22	1,82	1,75	durAfat	ext	15	1	1	10	7	28	8,8	1,9
									7		20				
									8*		13				
									2		10				
									3		10				
									5		10				
									4		10				
									6		10				
	non utilisé	01	non utilisé	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

* durAmmo

B. Les valeurs de potentiels OFF (et le risque de fragilisation par l'hydrogène)

L'évaluation de la polarisation des armatures est réalisée en suivant les potentiels ON (pendant la PCCI) et OFF (tout de suite après la coupure de PCCI) des électrodes de référence. Les résultats montrent que l'ensemble des électrodes de référence (côté intérieur du bracon ou extérieur du bracon) réagissent à la polarisation (Figure 12).

La norme de la protection cathodique des bétons armés [8] indique un potentiel seuil de -900 mV Ag/AgCl 0,5 M KCl au-dessus duquel le risque de fragilisation à l'hydrogène est "hautement improbable". Par sécurité accrue, ce potentiel sera fixé, dans la pratique, à -850 mV Ag/AgCl 0,5 M KCl soit environ -750 mV par rapport à Mn/MnO₂ (ERE20). Le risque de fragilisation des aciers de précontrainte par l'hydrogène est suivi à partir des valeurs de potentiels OFF : si le potentiel OFF de l'électrode de référence dans la zone proche de la précontrainte est plus électronégatif que -750 mV par rapport à Mn/MnO₂, alors le risque est avéré, et, le système électronique coupe l'application du courant dans la zone incriminée. Les électrodes proches des éléments précontraints n'ont jamais mesuré des potentiels indicateurs du risque de fragilisation par hydrogène (Figure 12).

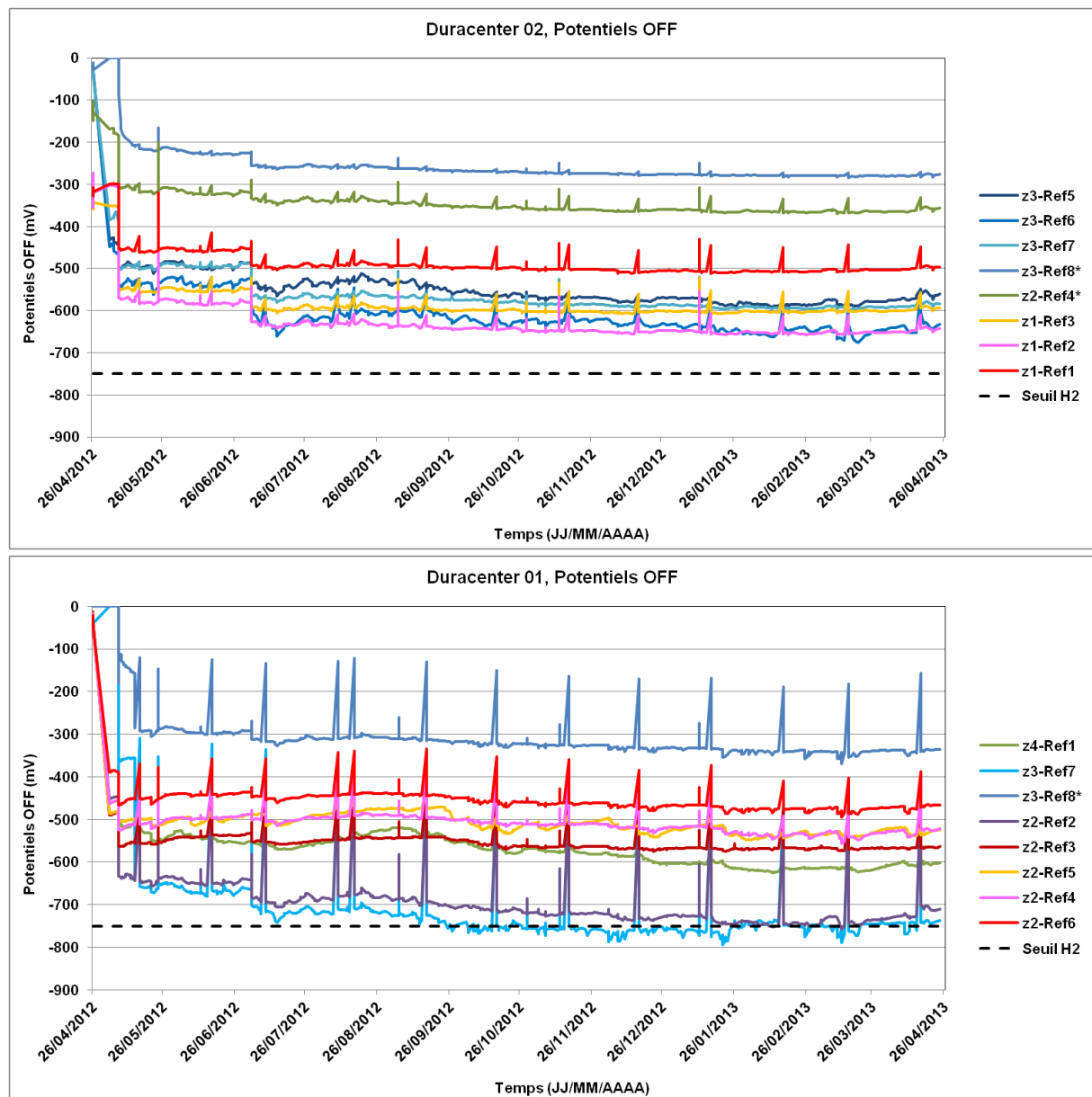


Figure 12 : Suivi des potentiels OFF (Mn/MnO₂) pour les durAcenter 02 et 01, chaque zone et chaque électrode de référence en fonction du temps (les pics correspondent aux dépolarisations mensuelles).

C. Le critère de performance de la PCCI

Dans la norme NF EN 12696 [8], les critères de performance d'une installation de PCCI sont :

- a) Soit un potentiel "à courant coupé" plus négatif que -720 mV par rapport à Ag/AgCl/KCl 0,5 M;
- b) Soit une dépolarisation d'au moins 100 mV sur un maximum de 24 h à partir de la coupure du courant;
- c) Soit une dépolarisation pendant une longue période (typiquement 24 h ou plus) d'au moins 150 mV à partir de la coupure du courant, sujette à une décroissance continue et l'utilisation d'électrodes de référence (et non de sondes de dépolarisation) pour les mesurages au-delà de 24 h.

Pour évaluer l'efficacité de la PCCI sur le Viaduc de Saint-Cloud, le critère b) a été choisi. Les dépolarisations ont été réalisées mensuellement sur une année complète : il s'agissait d'enregistrer pour chaque électrode de référence le potentiel OFF dès que la PCCI est coupée et jusqu'à 24 heures après et de calculer le delta de potentiel entre les deux valeurs pour le confronter à la valeur de 100 mV indiquée dans la norme (Figure 13).

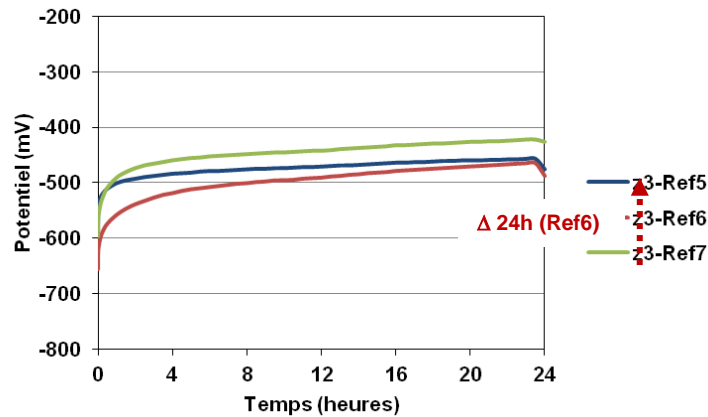


Figure 13 : Suivi de la dépolarisation pendant 24h du voussoir P2-1, zone 3 à la date du 14 février 2013 (durAcenter 02).

Le delta de polarisation par électrode de référence (Tableau 2, (durAcenter03 non présenté)) sur fond vert satisfait le critère de 100 mV après 24h de courant coupé. Pendant la période de rodage de la PCCI, de mai à juin 2012, sur les 8 électrodes de référence enregistrées par durAcenter, le critère de dépolarisation n'est pas été atteint pour 2, 3 et 5 électrodes respectivement sur les durAcenter 03, 02 et 01. Après la période de rodage (à compter du 3 juillet 2012), les résultats montrent que :

- pour le voussoir courant P2-2 (durAcenter 03), le critère de protection est atteint dans 100% des cas pendant les 10 mois ;
- pour le voussoir courant P2-1 (durAcenter 02) le critère de protection est également atteint dans 100% des cas d'après les résultats des électrodes de référence ERE20. En revanche, la référence 8 de type durAmmo ne donne pas satisfaction au critère ;
- pour le voussoir sur pile et la zone du gousset de l'ensemble des voussoirs investigués (durAcenter 01) les résultats sont satisfaisants sur le milieu du bracon (zone 3). Pour la zone des goussets (zone 4), le critère n'a jamais été atteint. Pour la zone inférieure du voussoir sur pile (zone 2) les résultats sont mitigés. Il est vraisemblable que cette zone soit trop ferrillée vis-à-vis du dimensionnement proposé.

Tableau 2 : Valeurs du delta de dépolarisation à 24h (mV) mensuelles sur une année. (la couleur verte satisfait au critère de performance de 100mV sur 24h).

Année	2012								2013			
	mai	juin	juillet	août	sept	oct	nov	déc	janvier	février	mars	avril
durAcenter 02				Voussoir courant P2-1								
z3-Ref5	53	44	114	141	146	138	147	133	139	135	135	133
z3-Ref6	95	66	194	221	209	200	202	181	189	191	203	213
z3-Ref7	120	113	194	218	213	190	195	175	181	173	172	186
z3-Ref8*	60	58	89	110	102	81	81	69	70	64	64	76
z2-Ref4*	139	137	154	176	175	152	152	134	138	127	128	138
z1-Ref3	199	206	251	259	258	244	239	228	225	213	215	227
z1-Ref2	265	269	318	323	321	308	301	296	289	290	288	306
z1-Ref1	162	167	211	214	218	211	208	198	202	193	195	199
durAcenter 01				Voussoir sur pile P2-0' / P2 / P2-0 + les zones 04 des voussoirs P2-1 et P2-2								
z4-Ref1	33	27	34	39	37	35	33	29	28	28	27	28
z3-Ref7	344	352	399	381	380	384	362	352	356	312	308	323
z3-Ref8*	170	174	192	189	187	174	172	171	174	177	167	186
z2-Ref2	204	224	259	277	277	280	304	265	287	269	302	285
z2-Ref3	81	86	102	106	118	105	106	102	107	102	100	87
z2-Ref5	25	24	-6	31	37	27	26	12	16	16	16	21
z2-Ref4	72	78	88	102	112	109	112	83	96	65	75	85
z2-Ref6	82	85	91	103	111	107	106	95	97	89	83	86

* durAmmo

III. Conclusions et perspectives

D'après le diagnostic effectué en 2012, la dégradation du béton du Viaduc de Saint-Cloud provient d'une teneur importante en ions chlorure (suite au ruissellement des sels de déverglaçage car le système d'étanchéité est défaillant) y compris au-delà du premier lit d'armatures et d'une faible épaisseur d'enrobage des armatures passives (10-20mm).

Une réparation "traditionnelle" basée sur une purge étendue et profonde a été écartée pour quatre raisons : maintien du trafic, complexité du renforcement structurel, coût prohibitif et nuisances aux riverains.

Suite à ce constat, une protection cathodique par courant imposé (PCCI) a été envisagée. L'étude et le chantier pilote ont montré la faisabilité de la PCCI par anodes forcées (en grande partie par l'intérieur du viaduc). Les résultats se sont avérés très concluants pour les voussoirs courants (hormis la zone du gousset). Pour les voussoirs sur pile, des améliorations sont nécessaires.

Enfin, cette étude a permis de rédiger l'appel d'offre pour la réparation complète du Viaduc de Saint-Cloud et sert de base aux documents d'exécution de l'entreprise. A titre d'information budgétaire, le coût de cette étude pilote représente à peine 2% du coût global de la réparation.

Remerciements

Les auteurs souhaitent remercier les organismes et personnes suivantes pour leur implication dans ce travail :

- le maître d'œuvre (MOE) : DiRIF (P. Peyrac, K. Gremillon, T. Sauvageon et J. Desille)
- le réseau scientifique et technique : Ifsttar (T. Kretz, B. Godart et L. Gaillet) et le Cerema (F. Landrin, M. Landrin et JL Saussol) ;
- l'assistance à maîtrise d'ouvrage (AMO) : In-Situ SA (M. Grill) ;
- les entreprises : Spie Batignolles (L. Serra, P. Ballerand et L. Fontaine) et Iraco (S. Lorang et S. Butaud) ;
- le contrôle extérieur : BAC (J. Crouzillac).

Cette étude a été financée par la Direction interdépartementale des Routes d'Ile de France (DiRIF).

Les auteurs expriment également toute leur gratitude aux experts du comité technique du Viaduc de Saint-Cloud pour les orientations techniques et budgétaires choisies en regard des discussions des résultats scientifiques et techniques obtenus.

Références bibliographiques

- [1] AFPC-AFREM, *Durabilité des bétons : Mode opératoire recommandé pour l'extraction et le dosage des chlorures libres et totaux dans le béton*. 1997: LMDC Toulouse.
- [2] AFNOR, *NF EN 206-1 / P18-325-1. Béton : spécification, performances, production et conformités*. 2004.
- [3] Elsener, B., *RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion - Recommendations - Half-cell potential measurements - Potential mapping on reinforced concrete structures*. Materials and Structures, 2003. **36**: p. 461-471.
- [4] Bertolini, L., et al., *Cathodic protection of new and old reinforced concrete structures*. Corrosion Science, 1993. **35**(5–8): p. 1633-1639.
- [5] Lazzari, L. and P. Pedferri, *Cathodic protection*. polipress ed. 2006, Milano.
- [6] Sohanchpurwala, A.A., *Cathodic protection for life extension of existing reinforced concrete bridge elements*, N.C.H.R. Program, Editor. 2009, Transportation Registration Board: Washington.
- [7] Christodoulou, C., et al., *Assessing the long term benefits of Impressed Current Cathodic Protection*. Corrosion Science, 2010. **52**(8): p. 2671-2679.
- [8] AFNOR, *NF EN 12696 - Protection cathodique de l'acier dans le béton*. 2012.

Utilisation de la thermographie infrarouge pour la détection de délaminations superficielles affectant le béton armé

H. Cannard¹, M. Mahrez¹, T. Perrin¹, V. Muzet¹, D. Prybyla¹, F. Brachelet²

¹ Cerema/DTerEst/LR de Strasbourg, 11 rue Jean Mentelin, 67035 Strasbourg,

² Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement, (LGCgE), Faculté des Sciences Appliquées, Technoparc Futura, 62400 Béthune, France

Résumé

La détection précoce de dégradations superficielles dans les parties en béton armé d'ouvrages revêt une importance essentielle pour optimiser leur gestion et leur maintenance. Les méthodes optiques telles que la thermographie infrarouge qui ont déjà des applications dans le domaine du génie civil telles que le contrôle de la qualité du collage des renforcements en matériau composite (1) et de l'adhésion des chapes d'étanchéité (2, 3, 4) ou la recherche de décollements dans la partie superficielle de certaines structures de chaussées (5 - 11) constituent des moyens de contrôle adaptés. L'évaluation des dégradations du béton d'enrobage a également fait l'objet de travaux (12-13). Cet article présente une application de la thermographie infrarouge pour la détection de délaminations superficielles sur des corniches d'ouvrages d'art. Ces travaux de recherche ont été initiés par une expérimentation sur des corps d'épreuve en s'appuyant sur une modélisation thermique du comportement de la délamination du béton face à une sollicitation naturelle. Le résultat de ces investigations ouvre des perspectives de développement de la thermographie infrarouge pour cette application.

I. Contexte des travaux de recherche présentés?

Le réseau routier français compte environ 240 000 ouvrages d'art, dont 12 000 sur le réseau national ce qui équivaut à une surface de 5 millions de m². La construction de ces ouvrages datant, pour leur majorité, des années 1960-1980, ils sont sujets au développement de pathologies conduisant notamment à des délaminations superficielles de béton, conséquence fréquente de la corrosion des armatures parfois insuffisamment enrobées.

Le relevé de ce type de désordre est effectué lors des inspections détaillées périodiques qui s'appuient sur un examen visuel de la structure (14-16). Cette méthode d'inspection nécessite que l'inspecteur soit proche de la structure durant les visites avec pour corollaire l'utilisation de moyens d'accès tels que nacelles ou passerelles. Les contraintes d'exploitation des voies franchies et portées génèrent en outre souvent des problèmes de sécurité et de perturbation du trafic liés à la mise en place de signalisations temporaires.

L'utilisation de la thermographie infrarouge a déjà été développée dans le domaine des ouvrages d'art pour la recherche de défauts d'adhésion des chapes d'étanchéité, de collage

des renforcements de structure en matériaux composites, et, à titre expérimental pour la détection de décollements superficiels dans les revêtements routiers.

Afin d'évaluer la pertinence de l'utilisation de cette technique dans le domaine de la détection de délaminations superficielles du béton, une étude expérimentale a été réalisée à partir de corps d'épreuve dans lesquels ont été créés des défauts et a été complétée par une modélisation. Une application in situ a ensuite été conduite sur plusieurs ouvrages d'art affectés de dégradations superficielles du béton.



Figure 1. Vues de corniches endommagées

II. Rappels sur l'origine de désordres affectant le béton des corniches d'ouvrage d'art

La corrosion des armatures est la principale cause de dégradation du béton de surface des corniches. La figure 2 rappelle ce processus. En effet, lorsque des agents agressifs tels que les chlorures pénètrent dans le béton d'enrobage, celui-ci ne joue plus son rôle de protection des armatures. L'expansion volumique qui résulte de leur enrouillement génère de la fissuration puis des éclatements du béton. L'intégrité et la durabilité de ces éléments peuvent être engagées avec des conséquences induites graves telles que les chutes d'éclats sur les voies franchies par exemple.

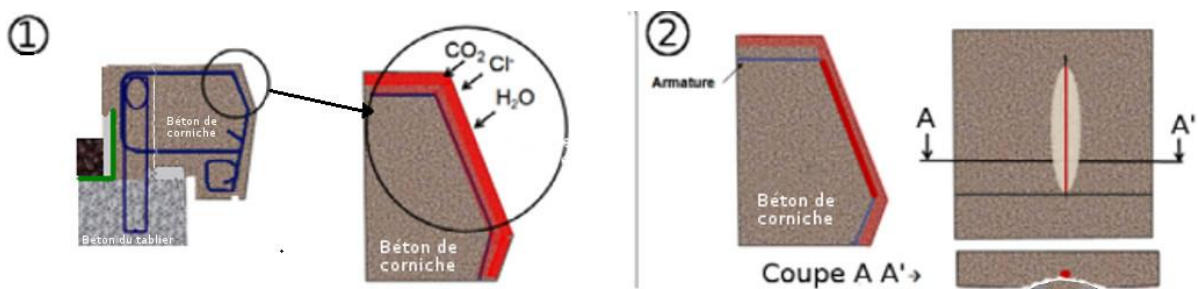


Figure 2. Processus de corrosion et d'éclatement du béton

- 1) Pénétration des agents agressifs – 2) Corrosion et éclatement du béton

III. Application de la thermographie infrarouge pour la détection de délaminations superficielles du béton

1. Principe mis en œuvre

Sous l'effet d'une sollicitation thermique uniforme, une corniche présentant des délaminations superficielles n'a pas la même réponse qu'une corniche sans défaut.

En effet, si on considère la corniche comme un système soumis à un flux thermique, la présence d'un défaut tel qu'une lame d'air à faible profondeur dans le béton introduit une résistance thermique à cet endroit. La conductivité thermique de l'air étant très différente de la conductivité thermique du béton et de l'acier, la diffusion du flux thermique est perturbée et peut-être visualisée au moyen d'une caméra infrarouge.

L'amplitude de ce phénomène dépend de divers paramètres dont le temps d'exposition, la profondeur ou l'étendue du défaut. En début de journée, le flux thermique est généralement dirigé de l'extérieur vers l'intérieur de la structure en raison de l'inertie du béton. C'est l'inverse en fin de journée où le refroidissement du béton génère un flux thermique de l'intérieur vers l'extérieur de la structure (Figure 3). C'est ce flux thermique qui sera utilisé pour la recherche des défauts par thermographie infrarouge, ceux-ci présentant une température de surface plus élevée en début de journée et plus basse en début de nuit. (Figure 3).

Les investigations réalisées sur ouvrages se sont appuyées sur la norme américaine ASTM D4788 (17) de mai /2003.

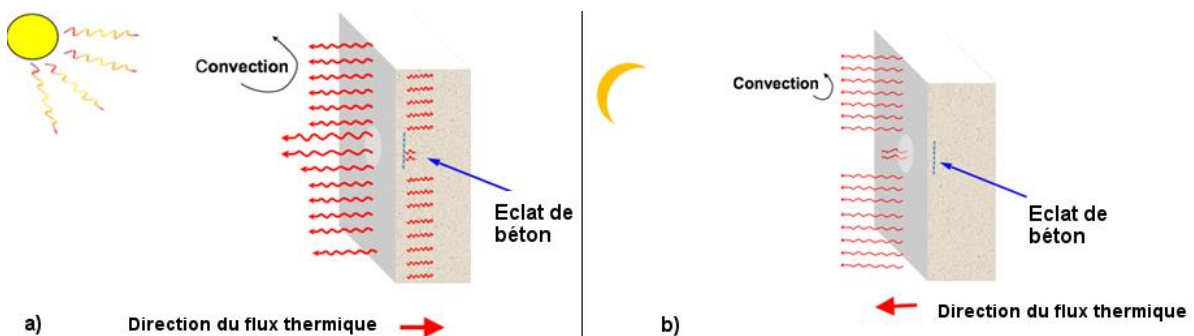


Figure 3. Direction du flux thermique :

a) Période diurne, b) Période nocturne

La caméra utilisée dans cette étude est un modèle non refroidi : FLIR Thermacam S640 avec une résolution de 640x480 micro bolomètres, une sensibilité de 30 mK à 30°C et un spectre de travail couvrant les longueurs d'onde comprises entre 7 et 15 micromètres. La lentille standard (24° x 18°) et un téléobjectif (12° x 9°) ont été employés. Ces caractéristiques sont bien adaptées à une utilisation en extérieur car le spectre détecté est très éloigné du spectre solaire. Avec cet appareil, les images visibles et infrarouge peuvent également être simultanément enregistrées.

2. Expérimentations

A. Etude de faisabilité sur ouvrage

Un premier essai a été mené en intrados de tablier d'un pont en béton armé qui présente plusieurs désordres (Figure 4a).

L'objectif était d'évaluer la qualité des images thermiques obtenues par sollicitation naturelle sous différentes conditions météorologiques. L'expérimentation a montré que, dans certaines conditions, la détection des éclats en formation est possible avec uniquement une stimulation naturelle (Figure 4b). La température superficielle des zones situées au droit des défauts apparaissant nettement plus élevée en période diurne que celle des zones saines (de l'ordre de plusieurs Kelvins pour une caméra d'une sensibilité inférieure à 30 mK).

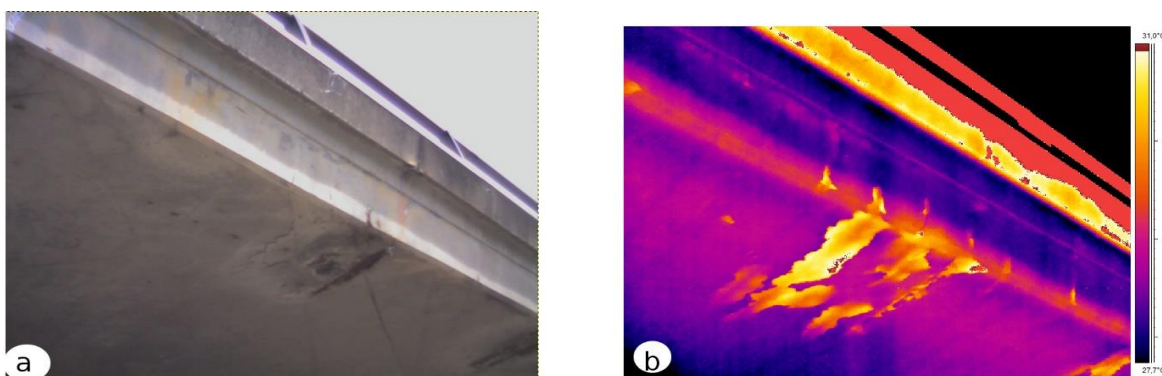


Figure 4. Images d'un tablier d'ouvrage en dalle de béton précontraint :
a) dans le spectre visible b) dans le spectre infrarouge

B. Essais sur un élément de corniche d'un ouvrage d'art en béton sous exposition naturelle

Une seconde série d'essais a été réalisée en extérieur, sous sollicitation naturelle, sur un élément ancien de corniche de pont déposé présentant des défauts superficiels. Le corps d'épreuve étudié présente quatre zones particulières :

- zone 1 : zone de béton atteinte de délamination
- zone 2 : éclatement partiellement détaché
- zone 3 : béton éclaté (décohésion totale mais éclat encore en place)
- zone 4 : zone saine (référence)

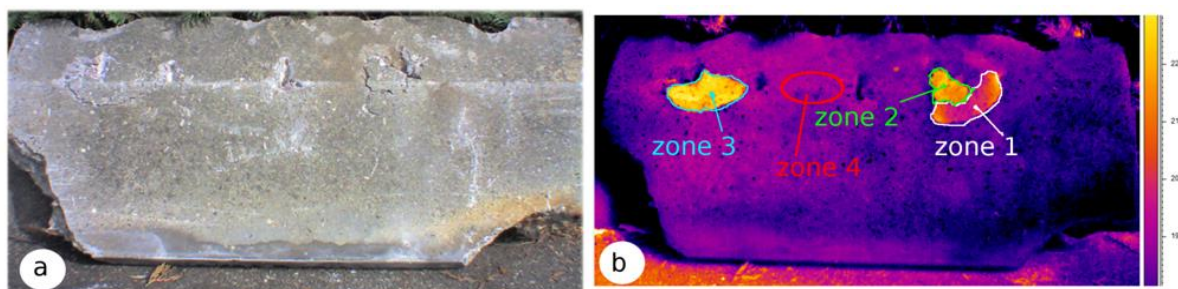


Figure 5. Images de la corniche d'essai affectée de défauts superficiels du béton :
a) dans le spectre visible b) dans le spectre infrarouge

Cette évaluation qualitative a montré la faisabilité de la détection des défauts du béton armé par thermographie infrarouge sous sollicitation naturelle. Lors de ces essais, réalisés lors d'une journée ensoleillée, l'évolution de la température a été enregistrée pour les quatre zones définies précédemment. Lors d'une période d'ensoleillement, la différence de température entre une zone saine et une zone avec défaut a dépassé 1 Kelvin et a même atteint 7 Kelvins (Figure 6), ce qui est nettement supérieur à la sensibilité de la caméra infrarouge utilisée (de l'ordre de 30 mK).

Une évaluation quantitative des désordres est désormais nécessaire pour évaluer la surface de béton atteinte par ce type de défauts.

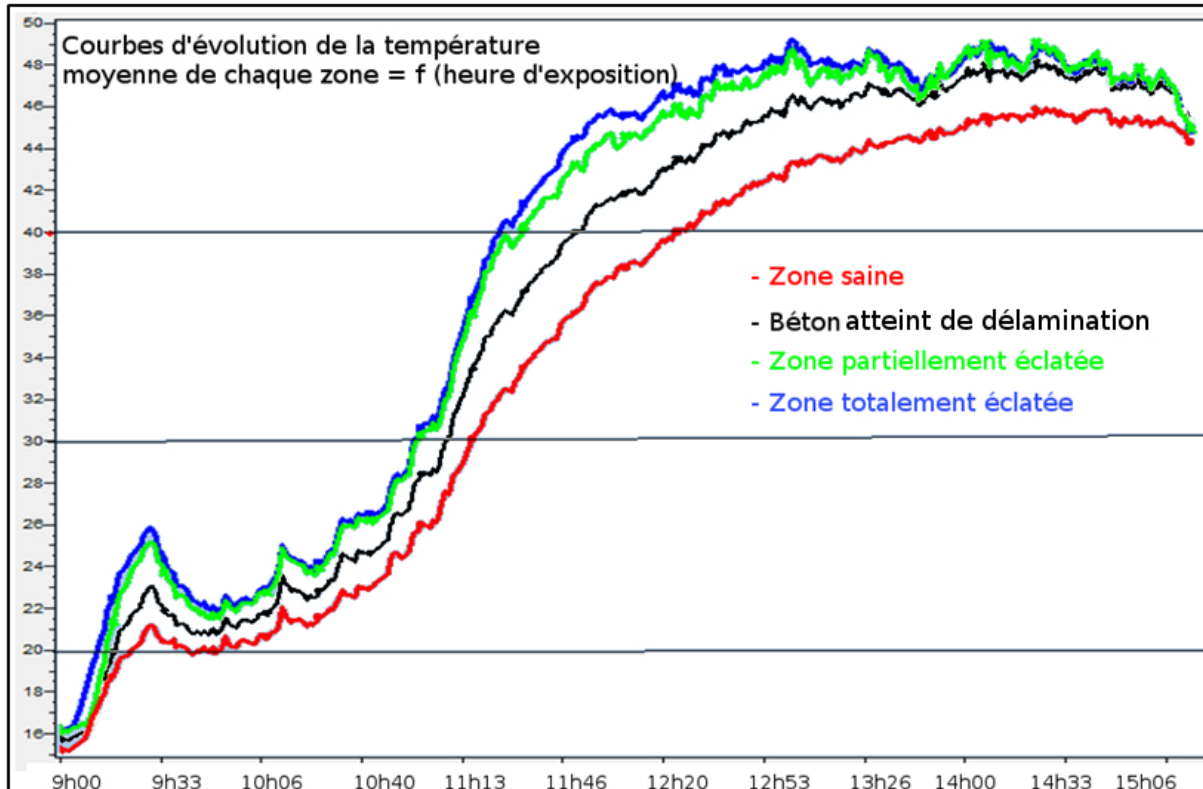


Figure 6. Evolution de la température moyenne des différentes zones repérées sur la corniche test (cf figure 5) durant une période diurne de six heures.

IV. Evaluation quantitative par thermographie infrarouge

1. Description des corps d'épreuve réalisés en laboratoire

Deux corps d'épreuve contenant des défauts de dimensions connues ont été réalisés et servent de référence dans cette étude. Ces corps d'épreuve sont des poutres en forme de pavé droit (plutôt prisme?) dont les dimensions sont $1,2 \times 0,6 \times 0,2 \text{ m}^3$. Elles ont été confectionnées avec un mortier de ciment et présentent une conductivité thermique λ de $1,6 \text{ W/m.K}$.

Dans chaque corps d'épreuve, trois défauts ont été créés au moyen d'une plaque de polystyrène expansé d'épaisseur $1,5 \text{ mm}$ (conductivité thermique $\lambda = 0,04 \text{ W/m.K}$) et placés à des profondeurs de $1, 2$ et 4 cm par rapport à la face extérieure.

Ces défauts, présentés sur la figure 7, sont de formes circulaire ou carrée.

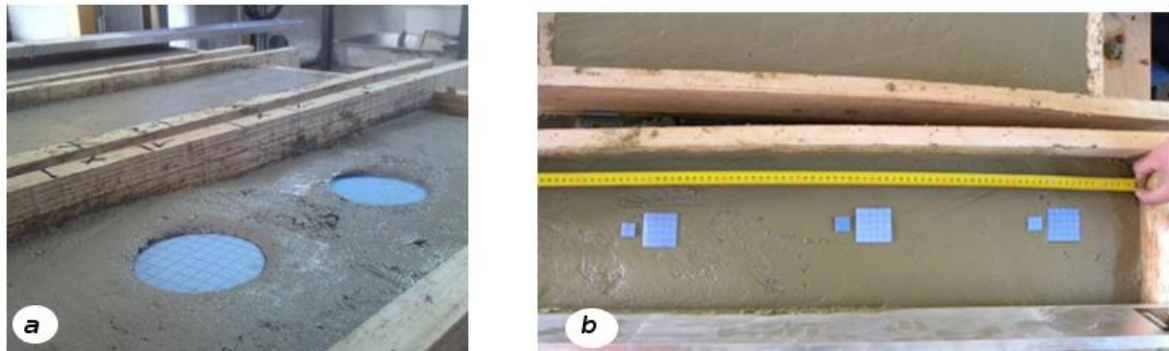


Figure 7. Positionnement des défauts lors de la fabrication des corps d'épreuve
a) défauts circulaires de diamètre 80 mm b) défauts carrés de 5 x 5 cm et 2 x 2 cm

2. Modélisation du comportement des corps d'épreuve soumis à un flux thermique

Afin d'estimer l'évolution du champ de température de surface des corps d'épreuve soumis à des sollicitations naturelles, une modélisation numérique a été réalisée à l'aide du code de calcul thermique disponible avec le logiciel Ansys. La section d'un élément en béton de type corniche a été modélisée en considérant un rectangle de dimensions 0,5 m x 0,2 m. Le défaut a été simulé par une lame d'air d'épaisseur 2 mm, d'un diamètre de 80 mm positionnée à des profondeurs variables de 2 et 4 cm.

Le but de cette simulation est de déterminer l'évolution du gradient thermique à la surface de l'élément en béton. La face arrière est supposée à température constante ($T_{imposée} = 10^{\circ}\text{C}$). Les échanges convectifs entre la face avant et l'environnement extérieur, avec $T_{air} = 10^{\circ}\text{C}$, sont représentés par un coefficient d'échange global ($h_g = 15 \text{ W/m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$). Les conditions limites imposées aux extrémités de la corniche sont de type adiabatique.

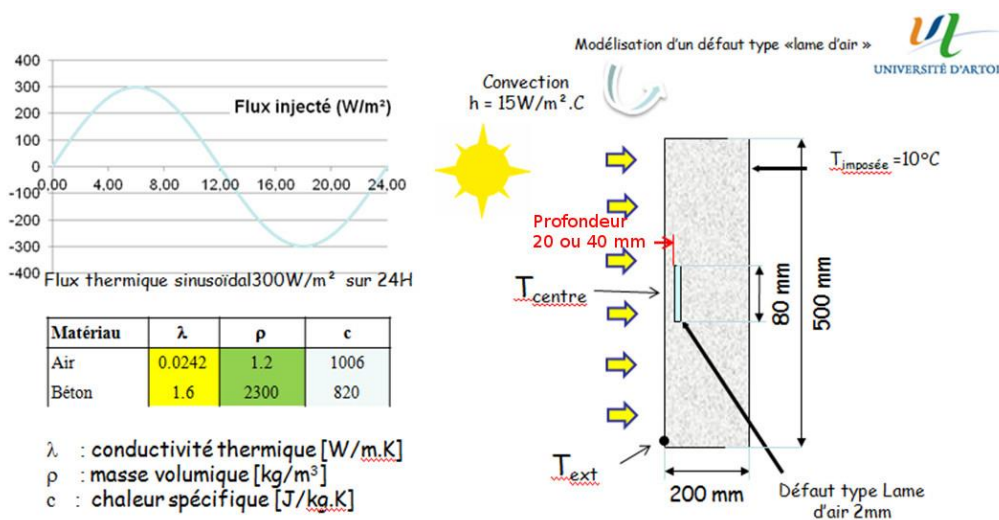


Figure 8. Paramètres thermophysiques du modèle.

Un flux de chaleur sinusoïdal de $\pm 300 \text{ W/m}^2$, correspondant à un ensoleillement théorique, a été simulé pendant 24 heures.

La figure 9b montre l'évolution de la différence de la température de surface entre une zone avec défaut et une zone saine pendant 24 heures. L'amplitude des différences de température est supérieure à 1,5 K pour un défaut situé à 2 cm de profondeur et inférieure à 1K pour un défaut situé à 4 cm de profondeur. Ces résultats semblent indiquer qu'avec une telle stimulation, les désordres situés jusqu'à une profondeur de 4 cm peuvent être détectés à l'aide d'une caméra infrarouge.

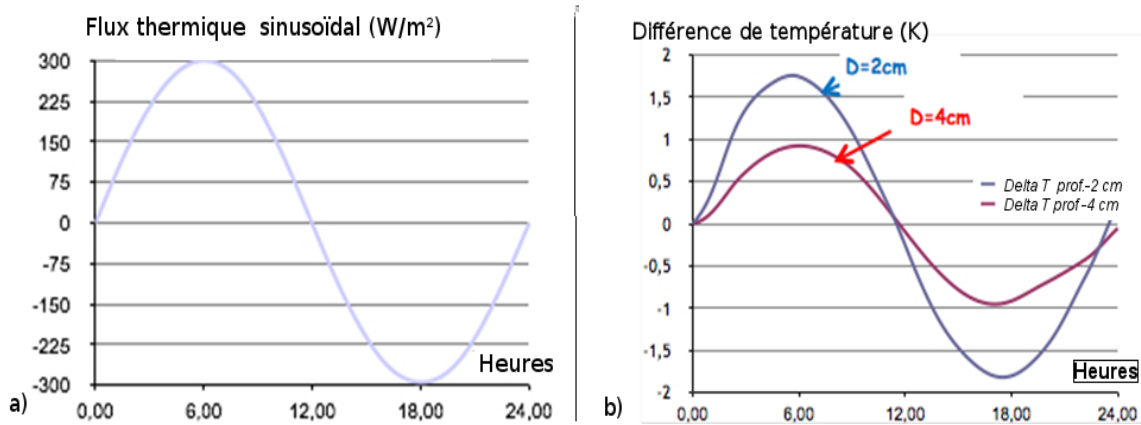


Figure 9. a) Flux thermique sinusoïdal sur 24 heures,

b) Différence entre la température de surface au droit du défaut et une zone saine pour des défauts situés à des profondeurs de 2cm (courbe bleue) et 4 cm (courbe rouge).

Ces résultats sont donc encourageants et montrent qu'il est possible d'envisager la détection de la délamination du béton d'enrobage des aciers à l'aide de la thermographie infrarouge, la profondeur du premier lit d'armatures des ouvrages en service étant souvent de l'ordre de 3 cm. Toutefois un certain nombre de phénomènes tels que le rayonnement environnant n'ont pas été pris en compte. Il convient donc de confirmer ces résultats expérimentalement.

3. Expérimentation sur les corps d'épreuve en béton

Une série d'essais a été réalisée à l'extérieur sur les corps d'épreuve ; la thermographie infrarouge passive a été utilisée, les corps d'épreuve étant soumis aux sollicitations environnementales naturelles : rayonnement solaire et échange convectif. Les faces latérales et arrière des échantillons ont été isolées pour réduire la diffusion du flux de chaleur. Le dispositif est présenté sur les figures 10 et 11.

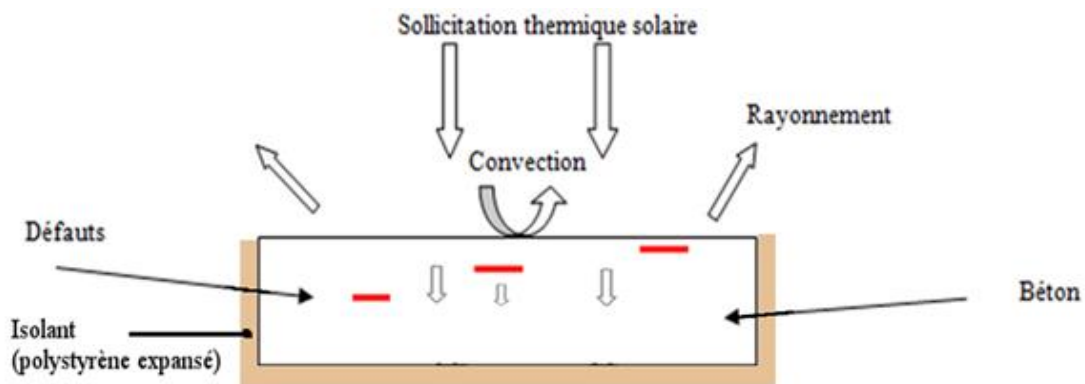


Figure 10. Exposition des corps d'épreuve (coupe vue de dessus)

Dans le corps d'épreuve supérieur de la figure 11, les défauts, d'un diamètre de 80 mm sont placés à une profondeur comprise entre 10 et 40 mm.

Dans le corps d'épreuve central, les défauts, de forme carrée de 50 x 50 mm sont placés à une profondeur comprise entre 10 et 40 mm.

Le prisme situé au niveau du sol est mis en place pour supporter les corps d'épreuve et limiter les effets liés à la réflexion solaire de la toiture terrasse.

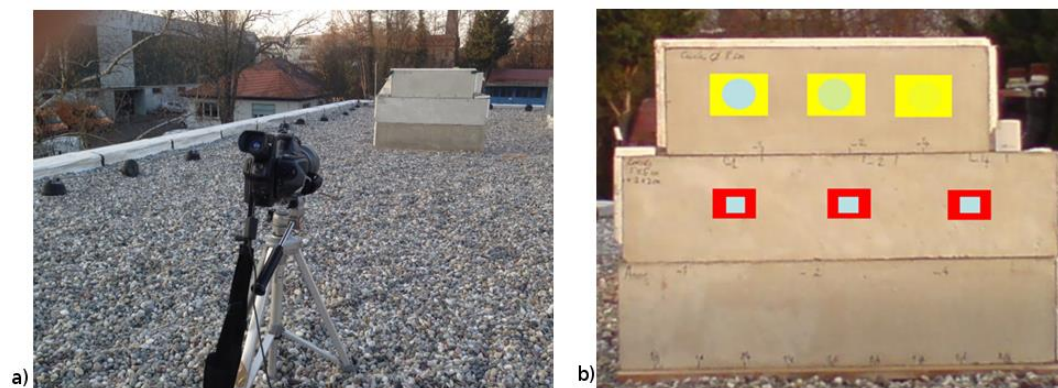


Figure 11.

a) Dispositif expérimental comportant une caméra infrarouge équipée d'un téléobjectif et des corps d'épreuve

b) Localisation des défauts (en bleu) sur l'image, et des zones de référence « saines » en jaune et en rouge.

Une série d'images a été prise avec la caméra infrarouge à une fréquence de 0,1 Hz, de 7h30 à 18h. Un exemple d'image obtenue est présenté sur la figure 12. Les courbes des différences de température de surface relevées entre les zones avec défauts et les zones saines figurent sur les figures 13 et 14.

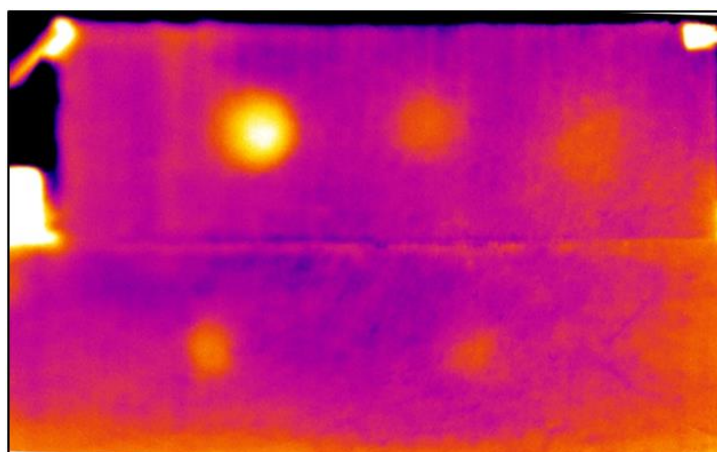


Figure 12. Image infrarouge des deux corps d'épreuve sous sollicitation solaire.

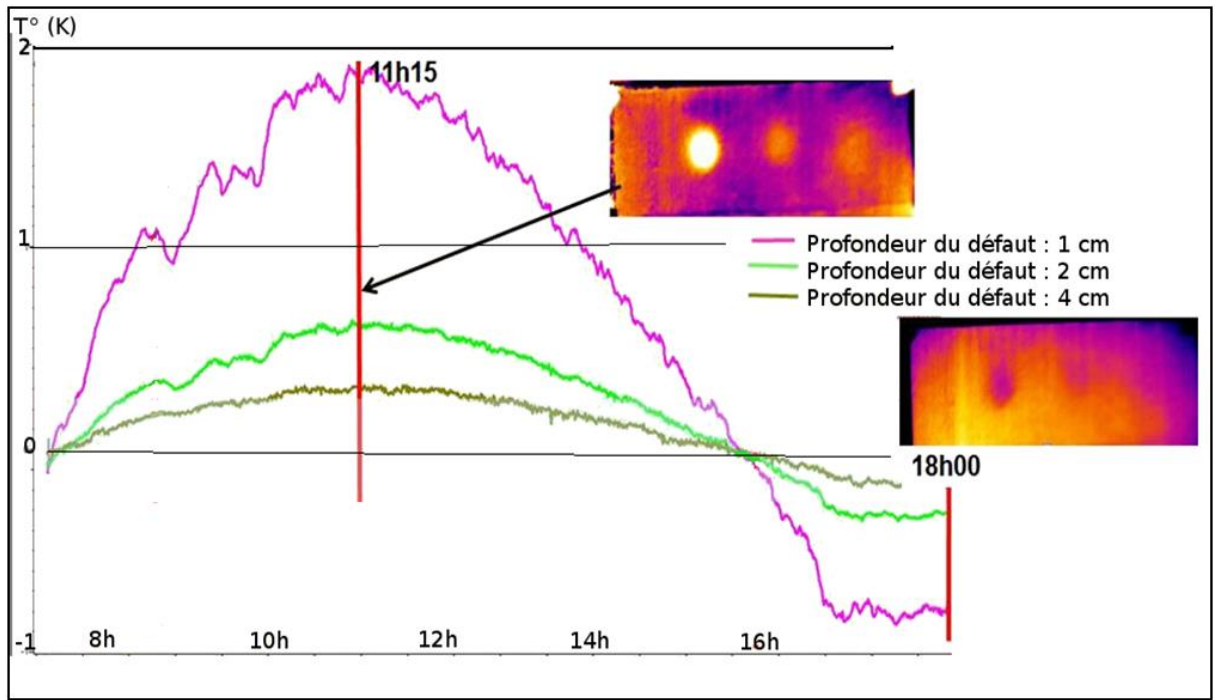


Figure 13. Courbes $\Delta T = f(\text{temps})$ entre zones défectueuses et zones saines (Diamètre 80 mm et profondeur de 1 à 4 cm)

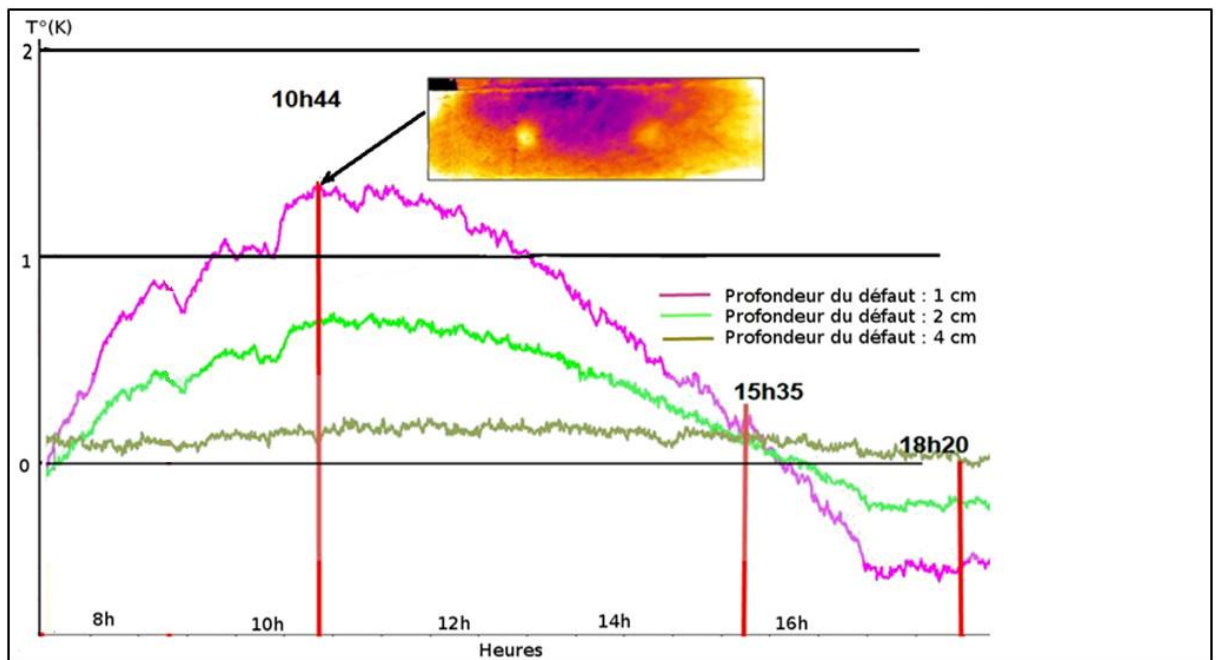


Figure 14. Courbes $\Delta T = f(\text{temps})$ entre zones défectueuses et zones saines (50 x 50 mm pour une profondeur de 1 à 4 cm)

Alors que les défauts proches de la surface peuvent être rapidement identifiés (dès les premiers rayons de soleil), seul le défaut de diamètre 80 mm, situé à 4 cm de profondeur est détectable après une heure d'exposition.

Plusieurs essais ont été également effectués par temps ensoleillé mais en plaçant les corps d'épreuve à l'ombre. La détection des défauts est alors limitée à une profondeur de 2 cm.

Quelle que soit leur profondeur, les défauts de taille 2 x 2 cm n'ont pas pu être détectés dans les conditions opératoires rencontrées.

Si l'on compare les valeurs obtenues lors de l'expérimentation aux résultats donnés par la modélisation, on note que les écarts de température Δ de surface entre les zones saines et les zones affectées de défauts sont nettement plus élevés sur les modèles que lors de l'expérimentation (d'un facteur proche de 2,5). Par exemple, pour une profondeur de défaut de 2 cm, la modélisation indique un ΔT° maximal de 1,7 K alors que l'expérimentation a permis de relever un ΔT° maximal de 0,7 K.

Ces écarts de différence de température entre modélisation et expérimentation s'expliquent par un écart entre les conditions expérimentales et les sollicitations idéalisées imposées dans les simulations numériques. Les flux réels, bien que d'allure globale sinusoïdale, ne le sont pas. Leur amplitude réelle est en deçà de la valeur de $\pm 300 \text{ W/m}^2$ choisie pour la simulation. Des corps d'épreuve, tels que ceux qui ont été réalisés en laboratoire, une fois placés sur la toiture terrasse d'un bâtiment se trouvent dans un environnement microclimatique dans lequel ils sont soumis à des variations convecto-radiatives rapides (coup de vent, alternance soleil/nuage) non prises en compte lors des simulations. Il se produit également un réchauffement de la face arrière des corps d'épreuve au cours de la journée malgré la présence d'isolant ce qui réduit les gradients de température sur la face avant auscultée.

4. Expérimentation sur ouvrage en béton armé

L'étude sur corps d'épreuve a montré la faisabilité de la détection de défauts par thermographie infrarouge et a permis de définir la taille et la profondeur des défauts détectables. Une série d'essais a été effectuée sur plusieurs passages supérieurs de l'autoroute A35 à Mundolsheim (67) pour repérer les endommagements superficiels des corniches en béton armé, dus notamment, à un défaut d'enrobage des armatures.

Les ouvrages inspectés (OA52 et OA53) sont de type dalle béton armé de longueurs respectives de 52,70 et 50,00 m pour des largeurs de 13,70 et 12,00m construits en 1971.

L'objectif de ces essais était d'évaluer, de jour et sans impacter le trafic, l'étendue des dégradations affectant la partie superficielle du béton des corniches. Il s'agissait également de réduire le temps d'intervention des équipes chargées de réaliser l'inspection de ces ouvrages en limitant ou optimisant le recours aux sondages au maillet.

Les essais ont été conduits avec une caméra de type Flir Thermacam SC640 équipée d'un téléobjectif de 76 mm (objectif $12^\circ \times 9^\circ$) d'une résolution spatiale de 0.33 mrad. Cette caméra dispose d'une sensibilité $< 30 \text{ mK}$ (0.03°C) et une matrice d'acquisition de 640 x 480 éléments.

Comme le montre la figure 15, les mesures n'ont pas nécessité d'interruption du trafic et ont pu être effectuées sous protection de la DIR à proximité de la bande d'arrêt d'urgence.



Figure 15. Position de la caméra et de l'opérateur lors de la saisie des clichés (a et b) et emplacements des diverses prises de vues de part et d'autre de l'ouvrage (c).

La localisation des défauts apparaissant sur les images infrarouge nécessite un repérage préalable des zones à examiner, en numérotant, par exemple, les éléments de corniche sur l'ouvrage (Figure 16). Ces repères sont apparents dans le spectre visible et dans le spectre infrarouge. Ils facilitent ainsi le relevé des défauts et le recollement d'images panoramiques.

Avec ce mode opératoire, il devient possible d'inspecter entièrement les corniches d'un pont de type passage supérieur autoroutier à partir de 4 stations situées à quinze mètres de l'ouvrage, en bordure de bande d'arrêt d'urgence. Plusieurs désordres tels que des décollements de béton et des zones de réparation de surface du béton ont été pu être détectés, même si les surfaces examinées n'étaient pas toujours directement exposées au rayonnement solaire.

A titre d'exemple, le délai nécessaire pour les prises de vues panoramiques et détaillées, comprenant la pose de repères, est de l'ordre de trois heures pour un passage supérieur autoroutier d'une longueur comprise entre 40 et 50 m. Cette intervention nécessite toutefois la présence de deux opérateurs.

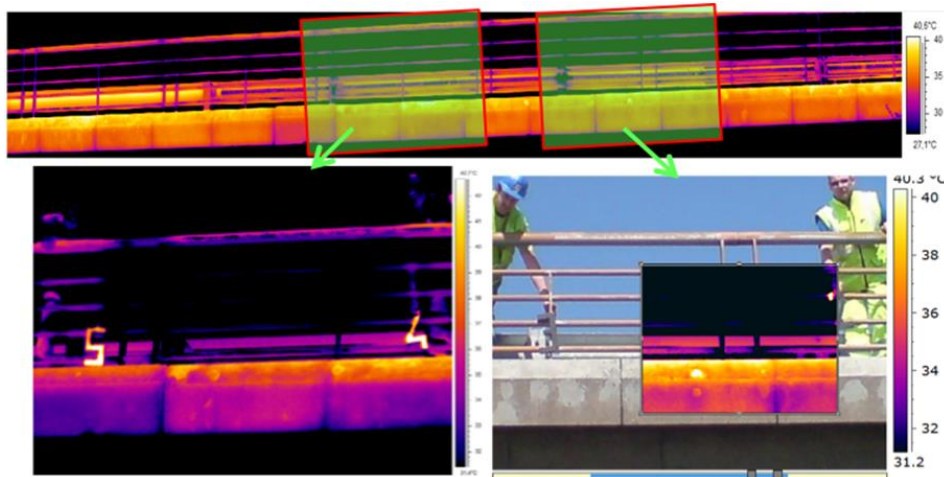


Figure 16. Vue des repérages apparents dans le spectre visible et infrarouge (image de gauche) et de défauts détectés en mode "fusion" (image de droite).

V. Conclusions

Cette étude de faisabilité a mis en évidence l'intérêt de la thermographie infrarouge pour l'évaluation de l'état de délamination superficielle des parements des corniches en béton armé. Le travail réalisé sur des corps d'épreuve a permis de préciser la taille des défauts détectables ainsi que la profondeur maximale d'investigation. Les défauts dont la surface est inférieure à 4 cm² ne sont pas détectables. Les défauts présentant une surface plus importante le sont sous réserve que leur profondeur soit inférieure à 4 cm.

Les essais effectués in situ, dans des conditions environnementales favorables sont concluants moyennant l'utilisation d'un équipement performant composé d'une caméra sensible disposant d'au moins 300.000 éléments, équipée d'un téléobjectif permettant une résolution optique de 0,33 mrad. Il est ainsi possible de mettre en évidence des anomalies thermiques d'une dizaine de cm² à 20 m de distance. Une journée ensoleillée présentant une amplitude thermique jour/nuit importante est idéale. Il est ainsi possible de bénéficier d'un flux thermique optimal et de la possibilité d'examiner dans de bonnes conditions un maximum de surfaces si l'intervention a lieu durant une période s'étalant de mai à début septembre.

La détection des défauts affectant le parement est rapide, tout en ayant peu d'impact sur la sécurité des intervenants grâce à un positionnement hors zone de chaussée. Afin de localiser précisément l'implantation des défauts, il est toutefois indispensable de réaliser, sur la zone à investiguer, un repérage préalable, apparaissant à la fois sur les images réalisées dans les spectres visible et infrarouge.

De telles investigations pourraient présenter un intérêt certain dans le cas des inspections de corniches, de parements en béton ou de maçonneries peu accessibles.

Le recours aux techniques nécessitant l'accès direct aux zones à investiguer tels que les sondages sonores au maillet peut ainsi être limité ou optimisé pour une réduction très importante du temps d'intervention et des moyens à mettre en œuvre tels que la signalisation et l'utilisation de nacelles requérant neutralisation ou fermeture de voies. Ceci peut s'avérer particulièrement pertinent dans le cas du suivi des corniches de passages supérieurs autoroutiers où des inspections ciblées sur ces parties d'ouvrage pourraient être envisagées dans des délais d'intervention réduits (de l'ordre d'une heure par face d'ouvrage).

De plus l'image infrarouge permet une meilleure interprétation des images visibles en apportant une information complémentaire sur l'étendue des défauts relevés par rapport à une visite d'évaluation IQOA (sans moyens d'accès) et en limitant le recours à l'examen visuel de proximité. C'est notamment le cas des inspections détaillées périodiques qui sont réalisées en utilisant des moyens d'accès lourds. La comparaison des clichés réalisés lors de deux inspections consécutives peut également permettre un suivi de l'évolution des défauts constatés.

L'amélioration continue des performances des caméras infrarouges qui se traduit notamment par l'accroissement de leur sensibilité et de leur définition (actuellement 1200 x 680 éléments) va permettre d'améliorer les conditions de déploiement de cette technique et permettre des interventions dans des conditions ambiantes moins favorables.

A partir des travaux réalisés et après expérimentation dans des conditions environnementales variées, la rédaction d'un mode opératoire ou d'une fiche du cahier interactif IFSTTAR-Cerema «Auscultation des ouvrages d'art » pourrait être envisagée.

Enfin, des travaux supplémentaires pourraient être menés afin de déterminer la profondeur des délaminations en comparant l'évolution des températures de surface durant une phase de sollicitation naturelle avec un modèle numérique simulant des défauts.

Références bibliographiques

[1] Aubagnac C., Cannard H., Ballière A., Bouteille S., Gudefin P., Genty I. «Travaux de mise en sécurité du Pont Charles de Gaulle» , Bulletin Ouvrages d'Art du SETRA N°62 pp2-12.

[2] Carpentier. O., Brachelet F., Defer D., Aubagnac C., Cannard H. «Characterization of defect under waterproofing layer by IR thermography and thermal impedance», NDTCE 2009, Nantes.

[3] Cannard H., Fragnet M., Pero F., Thaveau MP. «Le contrôle non destructif des chapes d'étanchéité par thermographie infrarouge», Bulletin Ouvrages d'Art du SETRA N°56 pp24-27.

[4] Dumoulin J., Ibos L., Marchetti M., Mazioud A. «Detection of non emergent defects in asphalt pavement samples by long pulse and pulse phase infrared thermography», European Journal of Environmental and Civil Engineering n°15, 2011, pp. 557-574.

[5] Dumoulin J., Ibos L., Ibarra-Castanedo C., Mazioud A., Marchetti M., Maldague X., Bendada A. «Active infrared thermography applied to defect detection and characterization on asphalt pavement samples: comparison between experiments and numerical simulations», Journal of Modern Optics, volume 57, n°18, octobre 2010, pp.1759-1769.

[6] Dumoulin J., Ibos L., Marchetti M., Ludwig S., Mazioud A. «Active Infrared Thermography applied to detection and characterization of non emergent defects on asphalt pavement» Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2009, Nantes (France), 30 juin-3 juillet 2009.

[7] Marchetti M., Ludwig S., Dumoulin J., Ibos L., Mazioud A. «Active Infrared Thermography for Non-Destructive Control for Detection of Defects in Asphalt Pavements» QIRT 2008, Cracovie (Pologne), 2-5 juillet 2008, http://qirt.gel.ulaval.ca/archives/qirt2008/papers/05_05_08.pdf.

[8] Dumoulin J., Ibos L., Ibarra-Castanedo C., Mazioud A., Marchetti M., Maldague X., Bendada A. «Active infrared thermography applied to non emergent defects detection on asphaltic pavement samples: experiments and numerical simulations», AITA 2009, Florence (Italie), 9-11 septembre 2009.

[9] Marchetti M., Ludwig S., Dumoulin J., Ibos L., Mazioud A. "Etude de faisabilité de détection de défauts dans les enrobés bitumineux par thermographie infrarouge active», SFT 2008, Toulouse, 3-6 juin 2008.

- [10] Dumoulin J., Feuillet V., Marchetti M., Sauvagnat T., Ibos L., Mazioud A. «Evaluation de méthodes de détection de défauts, par thermographie infrarouge active, dans des échantillons d'enrobés bitumineux», Congrès SFT 2009, 26-29 mai 2009, Vannes
- [11] Mindeguia JC.,Siriex C.,Larget M., Breysse D “Développement expérimental et numérique de la thermographie infrarouge en tant qu’outil d’évaluation du béton d’enrobage" .XXXèmes Rencontres AUGC-IBPSA – Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin 2012.
- [12] H. Cannard, M. Mahrez, T. Perrin, V. Muzet, D Prybyla, F.Brachelet “Determination of defects in reinforced concrete bridges by IR thermography - The use of infrared thermography for defects detection on reinforced concrete bridges”, QIRT 2014, Bordeaux July 7-11.
- [13] “Instruction Technique pour la Surveillance et l’Entretien des Ouvrages d’Art”, fascicule 2, généralités sur la surveillance, SETRA décembre 2010
- [14] «IQA, Classification des ouvrages», document SETRA F9631, 1996.
- [15] «Pathologie, diagnostic et réparation des corniches en béton armé», guide technique IFSTTAR, 2011.
- [16] «Standard Test Method for Detecting Delamination in Bridge Decks Using Infrared Thermography» standard, ASTM D4788 (05/2003).

MUR v3 : Murs de soutènement

Nouveauté : Justifications externes sous séismes selon l'Eurocode 1998-5

MUR est un logiciel de dimensionnement des murs de soutènement de type poids ou en Té renversé avec ou sans bêche. Les calculs peuvent être effectués selon le règlement français (fascicule 62 titre V corrigé) ou selon les Eurocodes à l'aide de la norme NF EN 1997, de la norme NF P 94-281, norme d'application nationale de l'Eurocode 7 relative aux murs de soutènement, de la norme NF P 94-261 (Fondations superficielles), de la norme sismique NF EN 1998-5.

Le logiciel MUR v3 permet de :

- Vérifier leur stabilité externe (aux états limites, ultimes et de service) aux Eurocodes et ex règles françaises
- Calculer les efforts RDM dans le béton pour les murs en Té et les murs poids
- Optimiser les dimensions du mur (patin, talon et semelle pour les murs en Té ; fruit avant et largeur pour les murs poids)
- Réaliser une estimation du ferrailage aux Eurocodes dans les sections pour les murs en Té ou le calcul de l'effort tranchant interne pour les murs poids.

Et la principale nouveauté dans la version 3 est :

- Justifications externes de la semelle sous séismes aux Eurocodes selon la norme NF EN1998-5 avec un mode Vérification ou Dimensionnement de la semelle. En complément, pour les justifications internes, un calcul estimatif des quantités d'acier pour les Mur en Te sous séisme.



Figure 1. Interface de saisie de donnée MUR

1. Configuration/matériel :

- Système d'exploitation : Compatible Windows Seven/W10, 32 et 64bits,
- Langues : Français, Anglais
- Nécessite JAVA JRE 1.7
- Fourni avec un dongle de protection (monoposte uniquement).

L'interface de saisie du logiciel MUR V3 et toute la documentation associée au logiciel est en libre téléchargement sur le site web :

<http://www.setra.fr/html/logicielsOA/LogicielsOA/MUR/mur.html>

2. Renseignements :

Les tarifs sont disponibles sur le site :

<http://www.setra.fr/html/logicielsOA/LogicielsOA/tarifs.html>

La procédure de commande est accessible via la page :

<http://www.setra.fr/html/logicielsOA/LogicielsOA/commander.html>

Pour toute question, veuillez nous contacter via la boîte :

logiciels-oa.dtitm@cerema.fr

Logiciel SIAMOA

Après 15 années de bons et loyaux services Lagora n'est plus !

SIAMOA, application Web, le remplace à compter du **1^{er} juillet 2017** pour les gestionnaires du réseau routier national non concédé.



Il permet d'assurer la gestion quotidienne des ponts, murs de soutènements, des tranchées et couvertures, des tunnels, des PPHM et candélabres.

SIAMOA est amené à évoluer, dès les prochains mois et durant toute sa période longue d'exploitation mais il a été pensé, développé et réalisé par des hommes et des femmes qui ont eu à cœur d'en faire un outil efficace de la gestion d'OA, intégrant les dernières avancées en matière d'outils méthodologiques.

Des modifications majeures y seront apportées en fin d'année 2017, pour intégrer des outils de priorisation supplémentaires et de test de politiques de gestion sur plusieurs années. D'autres viendront notamment en 2019, pour, d'une part, rendre **SIAMOA** accessible à tous les gestionnaires qui le souhaitent, et d'autre part, y intégrer de nouvelles avancées méthodologiques en cours de développement au sein du CEREMA.

Nos remerciements vont :

- A la DIT et aux Directions du CEREMA et de CEREMA Infrastructures de transports et matériaux, co-commanditaires du projet,
- Aux agents du CEREMA ayant participé depuis 2013 au projet (équipes de conception, maîtrise d'œuvre (CTOA/DGP), appui à la maîtrise d'œuvre (CITS/DACSI), service d'hébergement (CITS/DSH)),
- Aux équipes de testeurs en DIR et au CEREMA, pionniers de SIAMOA, depuis le début de son développement,
- Aux équipes de Sully-Group chargées du développement de cet outil complexe dans des délais optimisés,
- Et tous les agents du Ministère qui ont apporté leur pierre à l'édifice.

Le nouveau Cahier Interactif sur l'auscultation des ouvrages d'art

Depuis plusieurs années, la préoccupation des maîtres d'ouvrage et gestionnaires d'infrastructures de transport vis à vis des tâches de gestion du patrimoine a pris une place prépondérante. Jusqu'à présent, il n'existait aucun document de référence pour l'auscultation des ouvrages d'art en France, si ce n'est le livre de l'AFGC-COFREND sur la méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton, et le livre sur la maintenance et la réparation des ponts dont le chapitre 2 traite de l'auscultation.

C'est pourquoi l'Ifsttar en collaboration avec le Cerema a décidé de rédiger et publier un cahier interactif sur l'auscultation des ouvrages d'art afin de combler ce vide. Ce cahier est organisé en deux recueils de fiches techniques :

- un recueil de méthodes d'auscultation des matériaux et des structures d'ouvrages d'art
- un recueil de méthodologies de diagnostic combinant plusieurs méthodes d'auscultation selon un ordonnancement optimal afin de connaître l'état des ouvrages

A ce jour, une centaine de fiches d'auscultation sont déjà présentes sur le site, et deux méthodologies de diagnostic viennent d'être mises sur le site. Le cahier sera prioritairement complété par une quinzaine de méthodologies qui sont quasiment finalisées et il sera enrichi par de nouvelles méthodes d'auscultation au fur et à mesure de leur apparition.

Ce cahier se veut un document simple à lire, pratique, pédagogique et didactique. Il s'adresse aux maîtres d'ouvrage, gestionnaires, maîtres d'œuvre, bureaux d'études, laboratoires et entreprises, intervenant dans le domaine du diagnostic et de la réparation des ouvrages.

Toutes les fiches sont téléchargeables sur le site dont l'adresse est :

<http://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/index.html>



The screenshot shows the landing page for the 'Auscultation des ouvrages d'art' collection. At the top, there is a navigation bar with the text 'Collection Cahiers interactifs de l'Ifsttar - Auscultation des ouvrages d'art - CII1' and the IFSTTAR logo. Below this is a main header area with a blue background. On the left, there is a photograph of a blue and red ultrasonic testing device. To the right of the photo, the title 'Auscultation des ouvrages d'art' is displayed in large blue letters, with the subtitle 'Reconnaissance de l'état de tout ou partie d'un ouvrage et des pathologies associées' below it. The main content area is divided into three columns, each with a title and a 'Découvrir' or 'Consulter' button. The first column is titled 'A propos de ce cahier' and includes a 'Découvrir' button. The second column is titled 'Méthodes d'auscultation' and includes a 'Découvrir' button. The third column is titled 'Méthodologies de diagnostic' and includes a 'Découvrir' button. Below these columns, there are three more sections: 'Auteurs et remerciements' with a 'Consulter' button, 'Téléchargement du cahier' with a 'Télécharger' button, and 'Conditions d'usage du cahier' with a 'Consulter' button. At the bottom of the page, there are logos for IFSTTAR and Cerema, the copyright notice '© Ifsttar 2015', and a link to 'Les collections de l'Ifsttar'.

Page d'accueil du site

De Sully au Canet : prévenir les risques de rupture dans les ponts suspendus



Le patrimoine français comprend environ 170 ponts et passerelles suspendus en service. L'une des pathologies les plus courantes de ces ouvrages est la corrosion des suspensions. Les points singuliers tels que les entrées de culots d'ancrage à l'extrémité des câbles sont particulièrement exposés en raison de l'accumulation et de la stagnation de l'eau. Outre la situation en partie basse du câble, un défaut de remplissage du zinc dans le culot peut aggraver le phénomène.

C'est sans doute ces causes qui sont à l'origine la rupture d'un câble au droit d'un culot du pont du Canet le 13 avril 2017. La combinaison du passage d'un véhicule hors tonnage a également pu conduire au dépassement de la résistance résiduelle du câble, probablement réduite par la rupture progressive de plusieurs fils corrodés.

Le Département de l'Hérault, maître d'ouvrage du pont, a immédiatement interdit la circulation sur l'ouvrage, malgré l'importante déviation nécessaire. Pour conforter cette décision lourde de conséquences, il a pu consulter le réseau des gestionnaires d'ouvrages à câbles, constitué au sein d'un club Cotita à dimension nationale depuis 2015.

Des investigations complémentaires sont en cours pour confirmer les premières hypothèses. Le département de l'Hérault a confié une mission d'expertise au bureau d'études Arctad, une mission d'assistance à Maîtrise d'Ouvrage au Cerema, et une mission de diagnostic en laboratoire à l'IFSTTAR. Ce diagnostic comprend un certain nombre d'essais : découpe et examen du culot du câble rompu pour recherche de défauts de remplissage, détermination de l'ampleur de la corrosion et de la genèse des ruptures, examen des faciès de rupture, analyses chimiques et métallographiques, essais mécaniques sur les fils...

Une première phase d'études a permis la réalisation de travaux d'urgence consistant à sécuriser le câble rompu, resté bloqué au niveau du chariot en tête de pylône, et à prévenir les conséquences de la rupture éventuelle d'un autre câble par l'installation de dispositifs anti-fouettement. Ainsi, le pont a pu être ré-ouvert aux piétons et aux cyclistes début juin. Par la suite, des dispositifs provisoires (mordaches) seront installés sur tous les ancrages entre les tirants et une partie saine des câbles, permettant de rétablir la circulation routière. A plus long terme, le changement complet de la suspension est envisagé.

Pour appréhender les pathologies caractéristiques des ponts suspendus et apporter l'expertise scientifique et technique nécessaire à l'éclairage des décisions, le Cerema dispose d'un pôle de référence sur la « Sécurité et Durabilité des Ouvrages à Câbles », implanté à Bordeaux. Ce pôle a initié récemment d'autres travaux de recherche en commun avec l'IFSTTAR, pour approfondir une problématique différente, celle de la rupture fragile par temps froid. Il s'agit de préciser la méthodologie d'évaluation du risque élaborée suite à l'effondrement du Pont de Sully en 1985. D'une conception complexe permettant de franchir des portées exceptionnelles, les ponts suspendus nécessitent un suivi spécialisé et des compétences spécifiques.

Céline Lenglet
05 56 70 63 52
celine.lenglet@cerema.fr

Les dernières publications Ouvrages d'Art

Toutes les publications présentées sont disponibles à la vente au bureau des ventes du CEREMA ITM : <http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/>

Eurocodes 7 traitant des murs, la norme NF P94-281.



Ce guide méthodologique aborde la mise en application de la norme d'application française de l'Eurocode 7 traitant des murs, la norme NF P94-281.

Destiné aux géotechniciens et ingénieurs de calcul des structures, il présente les principes de justifications françaises des murs de soutènement découlant de l'Eurocode 7.

Complété par des exemples détaillés et des logigrammes de synthèse des démarches de calcul, il ambitionne de servir efficacement les professionnels de la réalisation des murs et tout particulièrement les bureaux d'études et les maîtres d'oeuvre.

Il contribuera dans son domaine, à faciliter le passage des règlements de calculs actuels aux Eurocodes

A commander auprès du bureau de vente de la CEREMA ITM



© 2017 - Cerema

Le Cerema est un établissement public à caractère administratif (EPA), sous la tutelle conjointe du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie et du ministère de l'Égalité des territoires et du Logement. Il a pour mission d'apporter un appui scientifique et technique renforcé, pour élaborer, mettre en œuvre et évaluer les politiques publiques de l'aménagement et du développement durables, auprès de tous les acteurs impliqués (État, collectivités territoriales, acteurs économiques ou associatifs, partenaires scientifiques).

Mise en page › Cerema ITM

Crédit photo de la couverture › © Cerema

Crédits photos › © IFSTTAR - © Cerema

ISBN : 978-2-37180-109-7

Pour toute correspondance › Redaction-BOA.CTAO.DTeciTM@cerema.fr

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

Bulletin du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

www.infra-transports-materiaux.cerema.fr