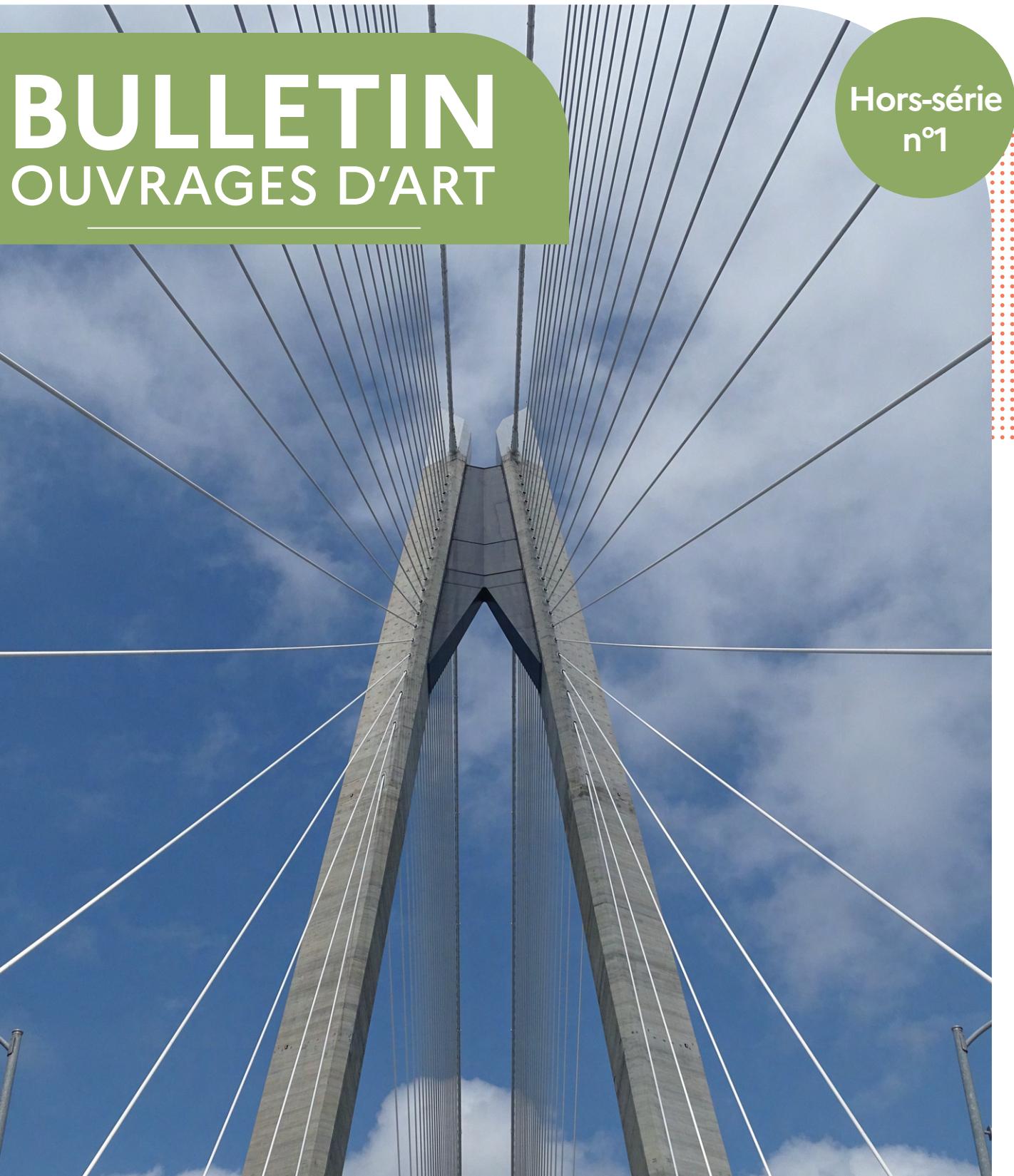


# BULLETIN OUVRAGES D'ART

Hors-série  
n°1



CÂBLES 2025

1er et 2 Avril 2025 Nantes

## Edito

Ces dernières années, plusieurs effondrements de grandes infrastructures se sont produits à travers le monde. La cause principale a été attribuée à des pathologies affectant les câbles (et/ou leurs équipements), souvent en lien avec une détection trop tardive, une évaluation insuffisante du niveau de dégradation ou encore un retard dans les travaux de réparation ou de rénovation. Les câbles jouent un rôle crucial dans de nombreuses structures de génie civil, telles que les ponts en béton précontraint, à haubans ou suspendus, les enceintes de confinement, les ouvrages portuaires, ainsi que les structures liées aux énergies marines renouvelables (EMR). Leur durabilité est souvent déterminante pour la longévité de ces structures. Ainsi, la gestion de leur état de conservation constitue un enjeu majeur pour les concepteurs, les constructeurs et les gestionnaires d'ouvrages, chacun à leur niveau d'intervention.

Les Journées Câbles 2025, co-organisées par le Cerema, l'AFGC et l'Université Gustave Eiffel, se sont tenues à Nantes les 1er et 2 avril. Elles ont offert l'occasion de faire un point sur les avancées récentes en matière de câbles et sur les solutions innovantes pour contribuer à des structures de génie civil performantes et durables. Les principaux thèmes abordés lors de cet événement étaient :

- Les pathologies des câbles et leurs comportements mécaniques et vibratoires,
- Les méthodes d'auscultation des ouvrages,
- Les innovations en matière de conception, maintenance et suivi,
- La prise en compte des enjeux environnementaux.

En complément de ces thèmes, plusieurs présentations de cas d'application ont permis de dresser un panorama détaillé des connaissances actuelles et des bonnes pratiques dans le domaine.

Ce numéro spécial du *Bulletin Ouvrages d'Art* présente une sélection des communications faites lors de ces journées. Les articles publiés ont été rigoureusement choisis et validés par le comité scientifique des Journées Câbles 2025.

Pour le comité scientifique des Journées Câbles 2025, Laurent Gaillet

Pour le comité d'organisation des Journées Câbles 2025, Sylvain Chataigner



## Sommaire

### ■ Pathologies, comportement mécanique et comportement vibratoire

---

Risque de rupture fragile par temps froid dans les ponts suspendus anciens <b>VAURIGAUD B., PERIER V., GAILLET L., MEYER C., ZIMMERMANN F.</b>	6
Modélisation et évaluation de l'impact d'un incendie sur les ponts de Normandie et de Tancarville <b>COMBESCURE E., DESANGHERE S., MOUNTJOY A., LAIGAARD J., FASQUEL C.</b>	18
Enseignements fournis par le suivi instrumental de la découpe d'armatures dans un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment et modélisation de la redistribution dans le câble des déformations et des contraintes <b>BARBOT M., BESSOULE N., CARDE C., PROVIN N., TONNOIR B., ZIVANOVIC I.</b>	31
Passerelles Causeway: défi d'intégration d'un système de gaine et LED en 2 parties et impact aérodynamique <b>FLAMAND O., MAILLET V.</b>	45
Etude comparative entre méthodes vibratoires paramétriques et non-paramétriques pour une évaluation non destructive des câbles <b>DIA A., MAKHOUL N., DIENG L., GAILLET L.</b>	57

## ■ Méthodes d'auscultation

---

Méthode innovante de détection des vides d'injection dans les capots d'ancrage de précontrainte extérieure injectée au coulis de ciment	69
<b><i>OSTROWSKI C., FASQUEL C.</i></b>	
Nouvelle méthode de détection des ruptures d'armatures dans les câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment	82
<b><i>BESSOULE N., CARDE C., HARTOUT O., TONNOIR B., ZIVANOVIC I.</i></b>	
Inspection de tirants d'ancrage par ondes ultrasonores guidées	95
<b><i>RAVEENDRAN T., TAILLADE F., PIRON A., MOREL F.</i></b>	
Détection de défauts dans les câbles par méthode magnétique : application aux câbles d'ouvrages d'art	107
<b><i>VAURIGAUD B., CHERRIER J.-F., PIEDNOIR R., GUYOT F., H.CHEMINEAU, GERMAIN D., M.WEISS</i></b>	
Application de la technique des acousto-US pour la détection de défauts dans les câbles à l'intérieur de leurs ancrages	120
<b><i>JOHANNES R., GAILLET L., GODIN N</i></b>	
Mesure de la tension des torons par la technique de l'Arbalète	128
<b><i>BRIOIST J.-J., PEREZ O.</i></b>	

## ■ Innovations en conception, maintenance et suivi

---

Le suivi des ouvrages exceptionnels	140
<b><i>LECONTE R., RAULET C.</i></b>	
Projet HS2, la Précontrainte Isolée Electriquement pour un pont à voussoirs préfabriqués, exigences de la fib 75	152
<b><i>CARRY A. , DEMEY N. , GEIRINHAS N</i></b>	
Surveillance de la corrosion dans les gaines de précontrainte par la technologie RFID, le projet CAHPREEX	159
<b><i>FALAISE Y., PITTEL R. , CHATAIGNER S., GAILLET L., LESCOP B., RIOUAL S., NAUD F., GUARINI P.Y., LHOTE P.A.</i></b>	

## ■ Prise en compte des aspects environnementaux

---

Analyse du cycle de vie comparée entre solutions de régénération et de remplacement : application au pont suspendu de Viterbe 171

**CARDIN M., PEYRIE F**

Tenshield, une solution pour réduire l'impact carbone de vos structures 192

**CARRY A., MERCIER J., GAILLET L.**

Les armatures de précontrainte et leurs impacts environnementaux dans le contexte français 203

**DESBOIS T., PERIER V. , FERAILLE A.**

## ■ Cas d'application de réhabilitation d'ouvrages

---

Remplacement de 4 haubans sur le pont Vasco de Gama 214

**ODIN J-M., VIRLOGEUX M., LADRET P., TROTIN N., MONTEIRO R.**

Diagnostic, surveillance, modélisation et études exploratoires de réhabilitation du pont haubané Masséna à Paris 227

**VAURIGAUD B., LOSSET P., LABOURIE L., DELAHAYE E., CHAMBON P., CHEMINEAU H., COMBESCURE E., KERTAOUI Z., DUFAYET A.**

King Fahd Causeway Assessment – réévaluation globale d'un viaduc en béton précontrainte à mi-vie 240

**CHAMBOSSÉ A., ARCHIMBAUD J., TBC**

Travaux de renforcement du VIPP du Reyran 252

**CHANONIER C. , PALAMINI G.**

Réhabilitation du Viaduc des Rochers Noirs 262

**CROIZIER C., DUMONT J., LACIPIERE C.**

**Remerciements :** La mise au point, la relecture et la validation des articles publiés dans le présent numéro hors-série du bulletin OA ont été faites par les membres du comité scientifique des journées câbles 2025 :

- Mathieu Arquier, Strains
- Jean-Paul Balayssac, Université de Toulouse
- Sylvain Chataigner, Université Gustave Eiffel,
- Gael Chipaux, Baudin Chateauneuf,
- Etienne Combescure, Setec
- Peter Davies, Ifremer,
- Tiffany Desbois, Cerema,
- Lamine Dieng, Université Gustave Eiffel,
- Clement Fasquel, CCI Seine Estuaire,
- Olivier Flamand, CSTB
- Laurent Gaillet, Université Gustave Eiffel (Président)
- Renaud Leconte, AFGC
- Thibault Pannetier, CD44
- Virginie Perier, Cerema,
- Romain Pittet, APRR
- Benoit Poulin, Cerema,
- Adrien Roibet, IXO
- Alain Simon, Aevia
- François Toutlemonde, Université Gustave Eiffel,
- Bastien Vaurigaud, Cerema
- Mathieu Weiss, STRMTG
- Ivica Zivanovic, Freyssinet,

**Version :** du 4 mars 2025

**Directeur de la publication :** Pascal BERTEAUD

**Directeur délégué :** David ZAMBON

**Comité éditorial :** Roland ABOU (Cerema ITM)

Lucas ADELAIDE (Université Gustave Eiffel)

Gaël BONDONET (Cerema ITM)

Cécile BOUVET AGNELLI (Cerema ITM)

Jean-Christophe CARLES (Cerema Med)

Christelle CROS (Département des Pyrénées Orientales)

Renaud LECONTE (Setec Diades)

Franziska SCHMIDT (Université Gustave Eiffel)

Patrice TOUSSAINT (Service public de Wallonie)

**Rédaction en chef :** Antoine THEODORE (Cerema ITM)

# RISQUE DE RUPTURE FRAGILE PAR TEMPS FROID DANS LES PONTS SUSPENDUS ANCIENS

VAURIGAUD B.<sup>1</sup>, PERIER V.<sup>1</sup>, GAILLET L.<sup>2</sup>, MEYER C.<sup>3</sup>, ZIMMERMANN F.<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Cerema Sud-Ouest, Département Infrastructures, Bordeaux, [bastien.vaurigaud@cerema.fr](mailto:bastien.vaurigaud@cerema.fr)

<sup>2</sup> Université Gustave Eiffel, Campus de Nantes, Bouguenais [laurent.gaillet@univ-eiffel.fr](mailto:laurent.gaillet@univ-eiffel.fr)

<sup>3</sup> Cerema Est, Agence de Nancy, Tomblaine, [caroline.meyer@cerema.fr](mailto:caroline.meyer@cerema.fr)

## Résumé

L'effondrement brutal du pont de Sully-sur-Loire le 16 janvier 1985 par une température de -23°C a été le déclencheur d'une analyse des risques liés à la fragilité au froid des ponts suspendus anciens en France. En effet, la température extrêmement basse et les dispositions constructives des ponts suspendus ont aussitôt été identifiées comme des paramètres responsables de l'effondrement. Dans la crainte de l'effondrement d'autres ouvrages, une méthodologie d'analyse du risque de rupture fragile a été établie, aboutissant à la réalisation d'une immense campagne d'évaluation d'urgence de la totalité des ponts suspendus français. Cette méthode d'analyse, mise au point par le réseau scientifique et technique, a conduit à des mesures d'exploitation et des travaux de sécurisation sur un grand nombre d'ouvrages du parc français métropolitain.

Le phénomène de fragilité au froid des aciers anciens et ses risques pour les ponts suspendus seront présentés. La méthodologie mise au point en 1985 sera ensuite détaillée. La description des différentes étapes de l'analyse permettra d'en exposer les fondements, les hypothèses principales et les limites. Quelques exemples de sécurisation d'ouvrages seront présentés ainsi que quelques éléments issus de nouvelles campagnes d'analyse de risque, complémentaires des campagnes de 1985.

En conclusion, la méthode sera mise en regard des normes et exigences actuelles vis-à-vis de la ténacité des aciers et des pistes de réflexion sur une évolution de l'analyse de risque seront ébauchées.

# I. Rupture fragile et ponts suspendus anciens

## I.1 L'effondrement du pont de Sully-sur-Loire

La rupture fragile d'un élément de structure est une des formes de ruptures brutales qui peuvent survenir sur des éléments de structure soumis à un champ de contraintes. Selon la conception de la structure, et notamment la redondance de ses éléments, une rupture brutale d'un seul élément peut se traduire par un effondrement brutal de la structure par effet de ruptures en chaîne, non nécessairement elles-mêmes individuellement fragiles ou brutales.

L'effondrement brutal du pont de Sully-sur-Loire le 16 janvier 1985 a mis en lumière cette problématique du risque de rupture fragile des aciers anciens dans les ouvrages d'art, notamment dans les ponts suspendus. Des cas de ruptures de constructions en acier par des températures particulièrement basses sont retrouvés avant 1985 dans la littérature [1], pour leur grande majorité sur des structures soudées (ponts, réservoirs, coques de navires...). Sur les cas observés, les ruptures se sont amorcées au niveau d'imperfections dans les soudures. Les ruptures sont toujours décrites comme particulièrement brutales.

Un cas d'effondrement par rupture fragile en chaîne des suspentes d'attache du tablier avait déjà été répertorié en 1967 sur le pont de Pleasant Point aux Etats-Unis. L'effondrement du pont de Sully-sur-Loire a néanmoins été un choc et une surprise à l'échelle du patrimoine français de ponts suspendus. Cet effondrement, qui par chance n'a causé aucun blessé grave, a été à l'origine d'une analyse en situation de crise du risque de rupture fragile avec l'analyse de plus de 130 ouvrages incluant de nombreux ouvrages très fréquentés.

Le pont suspendu de Sully-sur-Loire était un ouvrage à travées multiples et câbles de tête avec interruption de la suspension sur chaque tête de pylône et ancrage des câbles sur les selles d'appuis au moyen d'étrier. Le fonctionnement de ce type d'ouvrage nécessite un équilibre des efforts en tête de pylônes sous charges variables, ce qui implique que lorsqu'une charge circule sur une travée les câbles de tête de cette travée se détendent et les câbles de toutes les autres travées se tendent. Le scénario admis pour la ruine de l'ouvrage est que l'entrée d'un véhicule lourd sur la première travée de l'ouvrage a provoqué par mise en tension rapide la rupture d'un filetage d'un étrier de câble de tête en deuxième travée. La déstabilisation de l'appui et le décrochage du câble en tête de pylône ont provoqué une réaction en chaîne entraînant la rupture d'une suspente, puis la rupture de la membrure inférieure de la poutre de rigidité de la deuxième travée, conduisant inévitablement à la ruine de l'ensemble des travées de l'ouvrage.



Figure 1 Typologie et fonctionnement d'un pont suspendu à câbles de tête

Cet évènement met en évidence le rôle de la température, la vitesse et le niveau de sollicitation des éléments et de la présence d'un filetage dans la rupture de l'étrier. L'effondrement qui s'en est suivi souligne quant à lui le risque et les conséquences majeures de ruptures fragiles d'éléments sur les ponts suspendus pour plusieurs raisons :

- la qualité des aciers employés dans leur période de construction : ceux-ci sont susceptibles d'avoir un comportement fragile à des températures de service,
- le schéma de fonctionnement de ces structures dont l'équilibre repose tout particulièrement sur des ancrages poids et la transmission d'effort à ces ancrages par des câbles et suspentes attachés à l'aide de barres filetées,
- l'optimisation de la quantité de matière utilisée pouvant impliquer une faible redondance de certains éléments structuraux essentiels et l'absence de redistribution possible en cas de défaillance d'un élément,
- la souplesse et la légèreté de l'ouvrage pouvant provoquer des sollicitations rapides de la suspension et de ses ancrages lors de l'entrée d'un véhicule lourd sur une travée.
- le déréglage des ouvrages susceptibles d'augmenter la contrainte de certains éléments.

## I.2 La rupture fragile des aciers

Les guides OTUA [1], [2], définissent un matériau comme fragile s'il n'est pas possible de le déformer d'une façon appréciable sans provoquer sa rupture. Cela ne signifie pas que sa résistance à la rupture est élevée mais que sa capacité de déformation avant rupture est faible ou nulle. Au contraire, la ductilité est la capacité d'un matériau à se déformer, et donc à dissiper de l'énergie, avant de rompre.

La mécanique de la rupture permet de décrire le mécanisme de propagation brutale d'un défaut. La présence d'un défaut initial dans un élément sollicité crée un champ d'intensité de contrainte, ce champ d'intensité de contrainte dépend uniquement de la géométrie du défaut et de l'état de contrainte de la pièce. Le facteur d'intensité de contrainte critique d'un matériau, c'est-à-dire la valeur d'intensité de contrainte à partir de laquelle une propagation brutale de fissure est possible, est dénommé ténacité. La ténacité est intrinsèque au matériau et dépend uniquement de sa température.

A l'échelle d'un élément, le comportement fragile (risque de propagation brutale de fissure menant à la rupture) dépend de plusieurs paramètres :

- la nature de l'acier (ténacité notamment)
- la contrainte
- la température (le risque augmente avec le froid)
- la géométrie (extérieure mais aussi présence de défauts métallurgiques et épaisseur)
- la vitesse de chargement.

Lors de la réalisation d'essais de traction en abaissant progressivement la température on constate que la limite élastique et la résistance augmentent, alors que l'allongement réparti et la striction diminuent. A une certaine température, la résistance est égale à la limite élastique, au-dessous de cette température, l'éprouvette casse à une contrainte appelée contrainte de rupture fragile.

On peut donc définir une température de transition ductile-fragile intrinsèque au matériau. Il est aussi possible de mesurer la température de transition en réalisant des essais de résilience à des températures croissantes. On observe alors l'augmentation progressive des valeurs de résilience avec l'augmentation de la température. La courbe des valeurs de résilience en fonction de la température présente un plateau fragile, une zone de transition et un plateau ductile.

La température de transition est influencée par les paramètres métallurgiques, la grosseur de grain ou encore la microstructure perlitique impactent la température de transition. La composition chimique permet

aussi de donner des indications qualitatives, certains éléments venant augmenter ou diminuer la température de transition. Le guide OTUA [1] donne une liste non exhaustive d'éléments et leur influence.

Par ailleurs, on constate qu'une vitesse de sollicitation élevée, la présence d'entailles ou encore la triaxialité des contraintes dans les pièces épaisses sont des facteurs aggravants qui augmentent le risque de propagation brutale d'une fissure.

Pour le cas du pont suspendu de Sully-sur-Loire, le premier élément ayant rompu était un étrier de câble de tête à filets taillés. Les filetages sont à l'origine de concentration de contraintes en fond de filets, de plus, le procédé de filetage taillé est à l'origine d'initiation de défauts en fond de filets.

En ce qui concerne la ténacité, celle-ci n'a pas été caractérisée directement mais le comportement de l'acier constitutif de l'étrier vis-à-vis de la propagation d'une entaille a été évalué à partir d'essais de résilience selon la norme NF A 03-161. Les résultats des essais de résilience, sous certaines hypothèses, peuvent être corrélés avec les valeurs de ténacité. Par ailleurs, la réalisation d'essais de résilience à différentes températures permet d'évaluer la température de transition ductile-fragile d'un acier. On considère usuellement à 27/28J la température de transition fragile-ductile d'un acier. L'étrier ayant rompu avait une température de transition à 100°C, à 60°C cet acier était toujours dans son palier fragile sans signe de transition.

L'étrier ne disposait donc pas de la ténacité nécessaire à -23°C pour résister à la sollicitation rapide du filetage de l'étrier d'ancrage du câble de tête liée à l'entrée d'un véhicule lourd sur l'ouvrage. La réaction en chaîne qui a suivi a été le résultat combiné du dimensionnement optimisé de l'ouvrage et de la fragilité des autres éléments en acier de l'ouvrage. L'observation des faciès de rupture cassures d'une trentaine d'éléments rompus ont montré des ruptures initiées en fond de filets sur des imperfections, planes et perpendiculaires à la barre, avec absence totale de striction.

## II. LA METHODOLOGIE D'ANALYSE DE RISQUE DE 1985

### II.1 Description théorique de la méthodologie

#### *Approche générale*

Suite à l'effondrement par rupture fragile du pont suspendu de Sully-sur-Loire en 1985, le réseau scientifique et technique du ministère (RST) a développé une méthodologie d'analyse de risque de rupture fragile sur les ponts suspendus anciens. En effet, le contexte de l'effondrement brutal de l'ouvrage a engendré un besoin urgent d'évaluation de ce risque « nouveau » dans la gestion des ouvrages suspendus français. La méthode a pour objectif d'exploiter des ouvrages dont certains éléments fonctionnent sur leur palier fragile en exploitation. Pour ce faire une méthode d'évaluation applicable de manière rapide à l'ensemble du parc français de ponts suspendus, soit environ 200 ouvrages, a été conçue et mise en place sous le pilotage de J.-P. Persy du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy. La méthode mène une triple approche :

- une approche d'évaluation globale à partir des caractéristiques de l'ouvrage,
- une approche qualitative du risque basée sur la caractérisation géométrique, chimique et métallurgique des éléments à risque,
- une approche quantitative du risque, basée sur la mécanique de la rupture et la caractérisation de la résilience des éléments à risque.

La première phase de l'approche consiste à considérer les spécificités de l'ouvrage. Le fonctionnement global de l'ouvrage est analysé : nombre de travées, type de tablier, présence ou non de câbles de têtes, flèche de la suspension, ... L'analyse souligne ensuite les points clés à observer : continuité et ancrages

des câbles et suspentes, articulations éventuelles des pylônes, appuis des câbles en tête de pylônes, appareils d'appui du tablier, ... Les propriétés de la suspension sont aussi observées : nombre et diamètres des câbles, configuration géométrique du faisceau de câble, type et nombre d'ancrages, rayon de déviation des câbles, ...

Cette analyse est associée à une inspection visuelle de l'ouvrage afin d'intégrer à l'analyse du risque les pathologies apparentes. Ces éléments permettent notamment d'évaluer sommairement les scénarios de ruine et de déterminer les éléments structuraux critiques vis-à-vis du risque de rupture fragile.

Les éléments structuraux critiques « à risque » sont ensuite examinés à partir de prélèvements sur ouvrage. Habituellement, les prélèvements se concentrent sur les éléments d'ancrages des câbles porteurs et ceux des suspentes comportant des filets taillés.

L'approche qualitative inclut : analyse chimique, examen métallographique, grosseur des grains, dureté, teneur inclusionnaire, géométrie des tirants d'ancrage, diamètre, hauteur et pas de filetage, rayon de fond de filet, calcul du facteur de concentration de contrainte en traction pure.

L'approche quantitative est plus limitée : essais de traction éventuels, essais de résilience sur éprouvette à entaille en V à [-20°C ; 0°C; +20°C]

Les essais de résilience sont utilisés pour la détermination de la température de transition ductile-fragile et la quantification du risque à partir de la mécanique de la rupture.

La quantification du risque est basée sur la mécanique élastique (linéaire) de la rupture. Elle se place donc dans un comportement purement fragile. La démarche consiste à déterminer le champ d'intensité de contrainte  $K_i$  au voisinage du défaut et un paramètre seuil, la ténacité  $K_{ic}$ , valeur limite du facteur d'intensité de contrainte à partir de laquelle l'élément étudié est susceptible de subir une propagation brutale de fissure. Cette méthode est décrite dans [1], [2], [3], [4].

#### *Détermination du facteur d'intensité de contrainte*

Le facteur d'intensité de contrainte  $K_i$  est évalué à partir d'estimations théoriques ou de modélisation [5]. Dans le cadre de la méthodologie du RST, on considère une sollicitation du tirant en traction pure à 150 MPa. C'est une hypothèse forte dans la mesure où le tirant est susceptible de subir aussi des effets de flexion (mauvais alignement, réglage dégradé, ...).

D'autre part, on considère que les barres filetées des ouvrages suspendus sont susceptibles de présenter des défauts géométriques dus aux filetages eux-mêmes ou à des fissures de fatigue ou de corrosion.

Sur la base de différents résultats bibliographiques, on estime une valeur d'intensité de contrainte dans les défauts de filetage d'une barre filetée en traction pure à 150MPa entre 12 et 17 MPa.m<sup>1/2</sup>.

#### *Détermination de la ténacité*

Différentes méthodes existent pour déterminer la ténacité  $K_{ic}$ , notamment expérimentales. Dans le cadre de la méthode mise en place par le RST, on s'intéresse uniquement à des barres filetées fonctionnant en traction pure, avec des fissures amorcées en fond de filet, la méthode développée s'appuie sur le facteur d'intensité de contrainte  $K_i$  et sa valeur limite en mode 1, désignée  $K_{1c}$ .

Dans la méthode, le  $K_{1c}$  est déterminé au travers des 3 étapes suivantes :

- détermination expérimentale de la résilience  $K_V$
- utilisation de relations théoriques entre la résilience et la ténacité pour évaluer  $K_{1c}$  à partir de  $K_V$
- classification selon 6 catégories forfaitaires selon les résultats obtenus aux essais.

La résilience est mesurée à 2 températures différentes : -20°C et +20°C. Ces essais permettent de déterminer le KV en fonction de la température. Afin de permettre et faciliter la détermination de la ténacité K1c en s'affranchissant d'essais directs, la méthodologie mise en place utilise la corrélation entre la ténacité K1c et la résilience KV d'une part et la variation de KV en fonction de la température d'autre part.

La méthode d'analyse du risque se base sur 6 catégories forfaitaires à risque décroissant (A à F ou 1 à 6 selon les documents). Les catégories forfaitaires sont définies par des droites en exploitant les plateaux fragiles des courbes de KV. Des droites KV représentatives des différentes catégories d'acier sont établies à partir de l'ensemble des résultats des essais menés sur le parc d'ouvrages français.

Ces droites sont définies à l'aide de 2 points : la résilience à -20°C et à +20°C. Le tableau ci-dessous donne les points caractéristiques de chaque catégorie et les températures de transition associées :

Classes	A	B	C	D	E	F
KV -20°C (J)	2,5	4	4	7	7	10
KV +20°C (J)	7	15	20	15	20	20
TK28 (°C)	90	40	30	40	30	25

La figure 2 représente les différentes catégories forfaitaires sur un diagramme température/résilience qui met en évidence les plateaux fragiles et ductiles de ces catégories. A l'issue de cette étape, les résultats d'essais permettent donc de classer chaque élément prélevé dans une catégorie de A à F.

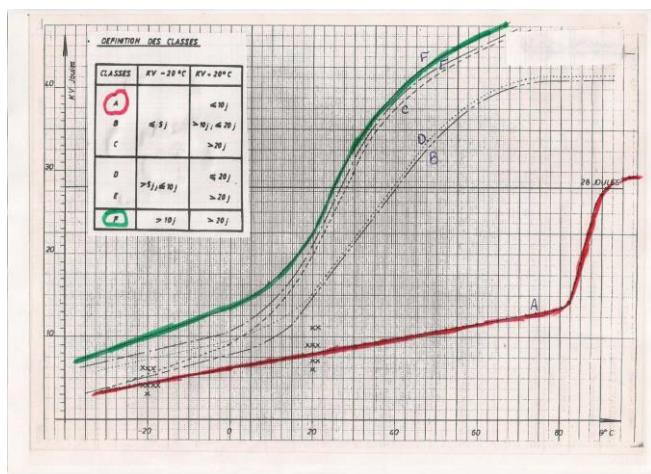


Figure 2 Représentation des catégories forfaitaires dans un diagramme température résilience

#### Détermination des températures d'exploitation

L'objectif de l'analyse de risque est de définir des températures d'exploitation, associées à d'éventuelles limitations de charges, permettant d'exploiter l'ouvrage en sécurité.

On utilise les droites des catégories forfaitaires du diagramme température-résilience que l'on transpose en relations température-ténacité à l'aide d'une relation théorique de transposition. C'est la relation de Barsom-Rolfe qui est utilisée dans le cadre de la méthode.

La relation de Barsom-Rolfe donne :  $K1c^2/E = 0,222 \times KV^{3/2}$  avec E module d'Young = 206 GPa (hypothèse de la méthode) et donc  $K1c = 6,76 \times KV^{3/4}$

K1c étant ainsi défini en fonction de la température, la comparaison entre K1c et le facteur d'intensité de contrainte déterminé de manière forfaitaire pour les tirants permet d'analyser le risque de propagation de fissure en fonction de la température.

Comme détaillé précédemment, le facteur d'intensité de contrainte pour un tirant fileté en traction pure à 150 MPa (hypothèses de la méthode) est estimé entre 12 et 17 MPa.m<sup>1/2</sup>. La détermination des températures de transition consiste donc ensuite à rechercher les intersections entre les droites théoriques K<sub>1C</sub> associées à chaque catégorie forfaitaire et la ténacité comprise dans l'intervalle [12-17] MPa.m<sup>1/2</sup>.

Cette démarche est représentée Figure 2. La démarche donne des températures limites à partir desquelles le risque de propagation brutale de fissure est avéré, c'est l'intervalle seuil de service représenté Figure 2. Il s'agit néanmoins de prendre une sécurité sur ces valeurs. En général, la sécurité est prise en température, le fascicule Afnor A36-10 de 1985 recommandait de prendre une sécurité de 25°C. La démarche appliquée dans le cadre de la méthodologie est différente, le coefficient de sécurité est appliqué à la valeur de l'intensité de contrainte qui est portée forfaitairement à 25 MPa.m<sup>1/2</sup>. Cette démarche conduit à des nouvelles températures associées au seuil de sécurité représenté aussi Figure 2. On peut lire sur le graphique ces températures TD=-28°C, TB=-12°C, TA=8°C associées aux différentes catégories. On peut aussi observer que cette démarche conduit à des marges de sécurité en températures par rapport au seuil de service différentes selon les catégories considérées.

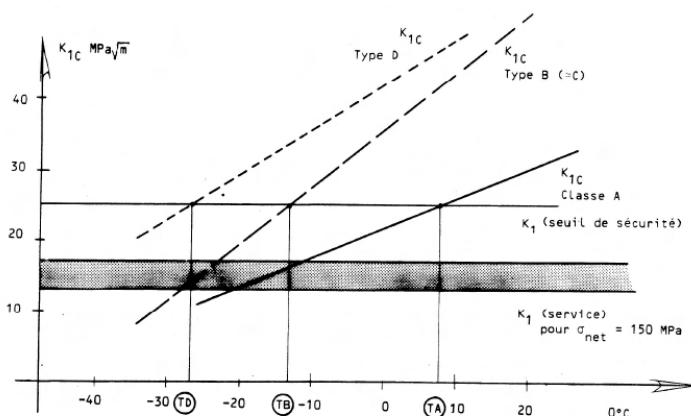


Figure 3 Calcul graphique des températures limites d'exploitation associées à chaque catégorie forfaitaire

A partir de ces résultats, des actions à mener et des contraintes d'exploitation ont été établies pour chaque catégories et sont détaillées dans le tableau ci-dessous :

Classe de résilience	Kv à -20°C	Kv à 20°C	Actions à mener / contraintes d'exploitation
A	≤ 5J	≤ 10J	<ul style="list-style-type: none"> <li>Risque de rupture important à basse température Changement des pièces concernées</li> <li>Mesures d'exploitation immédiates Fermeture à 5°C ou 0°C en fonction de l'état de l'ouvrage</li> </ul>
B	≤ 5J	> 10J , ≤ 20J	<ul style="list-style-type: none"> <li>Risque de rupture fragile modéré sauf par température extrême</li> <li>Analyse des facteurs aggravants (géométrie, KIC, Kt).</li> <li>Inspection détaillée de l'ouvrage pour détecter les anomalies de fonctionnement</li> <li>Fermeture de l'ouvrage pour des températures inférieures à -15°C</li> </ul>
C	≤ 5J	>20J	
D	>5J , ≤10J	≤20J	Risque de rupture fragile faible - inspection détaillée de l'ouvrage
E	>5J, ≤10J	>20J	
F	>10J	>20J	

## II.2 Mise en œuvre de la méthodologie sur le parc d'ouvrage français

Résultats de l'analyse sur le parc français

La force de la méthodologie est d'établir une méthode forfaitaire permettant de rapidement classifier les ouvrages à partir d'un nombre limité d'entrants. Les seuls essais de résilience permettent de classifier un ouvrage sans entrer de manière détailler dans son dimensionnement par exemple.

De manière opérationnelle, la méthode consiste donc à prélever les éléments filetés considérés à risque et de réaliser des essais de résilience à -20°C et +20°C (usuellement 3 essais pour chaque température). Le tableau de classification présenté dans la section précédente permet ensuite d'orienter les décisions de travaux et d'exploitation.

La campagne menée entre 1985 et 1987 dans un contexte d'urgence a établi la répartition suivante du risque sur le patrimoine français de ponts suspendus :

Classes	Portion estimée du parc national ponts suspendus
A	47 %
B, C	24 %
D, E, F	29 %

On observe une proportion très importante d'ouvrages à risque élevé (A) nécessitant des restrictions d'exploitation fortes et des travaux. Suite à ces résultats de nombreux ouvrages ont fait l'objet de travaux de sécurisation et beaucoup d'ouvrages font encore l'objet de restrictions de circulation par temps froid.

#### *Restrictions de circulation et travaux de sécurisation*

Les ouvrages les plus à risque (A) ont couramment fait l'objet de travaux de sécurisation. Parmi les modes de sécurisation choisis, on peut citer de manière non-exhaustive les démarches ci-dessous.

Les pièces facilement remplaçables étriers, suspentes, etc ont souvent fait l'objet de remplacements intégraux. Pour les massifs d'ancrage, la situation étant plus complexe, différentes méthodes ont pu être mises en œuvre :

- Réfection complètes des massifs d'ancrages
- Réfection partielle avec accrochage à l'aide de mordache de pièces modernes ductiles sur les aciers anciens fragiles et bétonnage (utilisée pour les éléments d'ancrage)
- Réalisation de chambres d'ancrage fermées et chauffe des chambres
- Mise en œuvre de dispositifs additionnels de retenue des éléments fragiles en cas de rupture brutale à l'aide de barres neuves ancrées dans les massifs et mises en place d'un chevêtre de retenue.

Cependant, l'efficacité de ces dispositifs n'a pas toujours été précisément évaluée : comportement des pièces fragiles sous mordaches et adhérence au béton ou encore l'efficacité des systèmes de chauffes face à l'inertie thermique des massifs bétons. Les sécurisations par calorifugeage, parfois mal réalisées, ont pu conduire à des corrosions rapides des tirants dans l'isolant, conduisant à remplacer ces derniers en raison de pertes de matière trop importantes. Enfin, de nombreux gestionnaires appliquent chaque hiver les restrictions de circulations par temps froid soit à l'aide de système semi-automatiques soit au travers de leurs services d'exploitation.

### **III. LIMITES DE LA METHODOLOGIE DU RST**

La méthodologie de diagnostic du risque de rupture fragile a permis, dans l'urgence des suites de l'effondrement du pont de Sully-sur-Loire, d'établir une méthode d'évaluation du risque de rupture fragile basée sur une analyse de multiples critères qualitatifs et quantitatifs.

Il apparaît donc primordial tout d'abord de maintenir informés régulièrement les gestionnaires vis-à-vis de ce risque et de la nécessité de mettre en œuvre les mesures correspondant à la classe de risque de

l'ouvrage. En ce qui concerne les mesures d'exploitation, leur efficacité ne pourra être garantie que si elles sont associées à des moyens d'informations des usagers que ce soit en amont par des outils d'informations à distance (site internet, presse, ...) ou en direct sur le réseau routier relié à l'ouvrage (PMV, déviation, ...). L'utilisation pourra aussi être nécessaire à la gestion des fermetures ou limitations aux véhicules légers.

Une fois ce travail de rappel vis-à-vis de l'exploitation réalisé, il est légitime de se réinterroger aujourd'hui sur la pertinence de cette méthode et sa capacité à garantir un niveau de sécurité acceptable au regard des standards actuels.

### III.1 Résilience des aciers anciens et modernes

Les aciers utilisés jusqu'à l'accident de Sully-sur-Loire étaient des aciers de nuances dédiées à la construction mécanique dont les caractéristiques sont garanties après traitement thermique alors qu'ils sont utilisés bruts de laminage. Leur ténacité était souvent médiocre dans l'état de livraison. De plus, les filetages étaient taillés, c'est-à-dire réalisés avec enlèvement de matière.

Ce mode d'exécution du filetage présentait l'inconvénient de couper les fibres de laminage et de créer des stries d'usinage, ce qui augmente donc les concentrations de contrainte et la sensibilité à la rupture fragile (et à la fissuration de fatigue). On emploie de nos jours des aciers de construction métallique de nuance S355, la qualité de base étant K2 (énergie de rupture par choc de 40 J à -20°C). Les filetages sont réalisés sans enlèvement de matière en repoussant le métal par moletage (filets roulés), ce qui élimine l'effet d'entaille.

On constate donc que des prescriptions modernes donnent une sécurité vis-à-vis de ces phénomènes de rupture bien supérieures à ce qui a été admis lors des analyses effectuées sur le parc d'ouvrages existant après l'accident de Sully sur Loire. Il est nécessaire d'avoir conscience qu'un acier classé « F » au sens de la classification de 1985 possède des performances en termes de fragilité bien inférieures aux aciers actuels.

Quelques repères permettent de bien expliciter ce décalage. La température de transition ductile-fragile des catégories d'acier de la classification de 1985 peut être comparée à celle des catégories modernes JR, J0, J2, K2, .... La transition étant progressive, cette température est une estimation qui correspond à la température à partir de laquelle le matériau présente une énergie supérieure ou égale à 27J à l'essai de flexion par choc. Pour la classification de 1985, celle-ci est évaluée à partir des courbes théoriques présentées dans la méthodologie du RST. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

	Classes de résilience	KV -20°C	KV 0°C	KV +20°C	T 27/28J
Classification RST 1985	A	<5J		<10J	90°C
	B	<5J		>10J ; <20J	40°C
	C	<5J		>20J	27,5°C
	D	>5J ; <10J		<20J	40°C
	E	>5J ; <10J		>20J	25°C
	F	>10J		<20J	25°C
Aciers modernes	JR			>27J	20°C
	J0		>27J		0°C
	J2	>27J			-20°C
	K2	>40J			<-20°C

On constate qu'un acier « F » au sens de la classification de 1985 présente une température de transition à environ 25°C et voisine d'un acier de type JR. Ces performances sont très éloignées des exigences usuelles de niveau K2 disposant d'une température de transition inférieure à -20°C.

Le constat est que tous les aciers de la classification ont des températures de transition ductile-fragile supérieures ou égales à 25°C. Ceci signifie que même pour les plus qualitatifs, ces aciers fonctionnent sur leur palier fragile à température d'exploitation. Ce type d'utilisation des matériaux métalliques est proscrit par les règlements modernes. Cependant, ce résultat est cohérent avec les objectifs initiaux de la méthode d'analyse du RST qui avait pour objectif d'exploiter des ouvrages ayant des éléments fonctionnant sur leur palier fragile aux températures de service.

Ensuite, le guide IRSID-OTUA [1], [2] fournit les énergies moyennes observées par essais Charpy à la température de l'avarie sur des ruptures fragiles (valeurs en joules ; dispersion de l'ordre de 50%) :

- Tôle où la rupture a pris naissance : 8 – 9 J
- Tôle traversée par la rupture : 12,5 J
- Tôle où se sont terminées les ruptures : 21 J

Si l'on compare avec les valeurs de la classification de 1985, on observe que le seuil de 5 J n'est pas totalement sécuritaire vis-à-vis d'une amorce de rupture fragile et celui de 20 J n'est pas suffisant pour interrompre une propagation.

L'ensemble des classes peuvent donc être raisonnablement considérées à risque. Lorsque cela est réalisable et dans le cadre de rénovations lourdes, il paraît nécessaire de procéder systématiquement au remplacement des pièces potentiellement fragiles. Une fois ce premier constat établi, plusieurs pistes d'amélioration peuvent être analysées.

### **III.2 Réflexion sur la méthodologie RST de 1985**

L'analyse réalisée se limite aux seules parties filetées et à un nombre limité d'échantillons conformément à la méthodologie établie par le RST suite à l'effondrement du pont de Sully-sur-Loire. Cette méthodologie qui a consisté à réaliser une analyse du niveau de sécurité des ouvrages suspendus français a été mise en œuvre en urgence sur la totalité du parc, soit plus de 200 ouvrages en 1985. Afin de continuer à garantir la sécurité sur ces ouvrages, il est nécessaire de s'interroger sur les limites et les évolutions possibles de cette approche. Pour cela, il paraît pertinent de s'interroger notamment sur les points suivants :

- Les prescriptions de gestion par temps froid sont-elles bien celles résultant de l'expertise et sont-elles bien appliquées ?
- Des campagnes de rappel sont-elles réalisées auprès des gestionnaires ?
- Des inspections annuelles des pièces fragiles sont-elles réalisées avant et après les périodes froides afin de s'assurer de l'intégrité des pièces concernées ?
- Tous les ouvrages ont-ils été évalués ?
- L'échantillonnage ayant été pris en compte est-il suffisant ?
- L'analyse de localisation des prélèvements montre pour certains ouvrages, une analyse seulement partielle du point de vue de la localisation et de la représentativité qu'il est nécessaire de compléter.
- Toutes les pièces critiques, et non uniquement les parties filetées, ont-elles été analysées ?

Une réflexion plus approfondie sur le fonctionnement global de l'ouvrage et les conséquences de rupture de certains éléments pourrait être envisagée : risque de rupture en chaîne ou de ruine notamment. Cette analyse pourrait être menée afin notamment d'intégrer si nécessaire des parties non filetées considérées comme essentielles.

- La contrainte en traction pure de 150MPa est-elle valide pour l'ouvrage ?
- Quelles sont les contraintes effectivement présentes sur l'ouvrage ?
- La contrainte normale est-elle augmentée par des flexions parasites ou des évolutions du trafic ?

Des phénomènes de fatigue (la fatigue n'était pas prise en compte dans les ouvrages d'art à cette époque) ne peuvent-ils pas faire évoluer une fissure jusqu'à la taille critique provoquant la rupture ?

- Quel retour d'expérience a-t-on sur des ruptures sans conséquences notables intervenues depuis 1985 ?

Il paraît d'autant plus nécessaire de répondre à ces questions que l'on s'oriente aujourd'hui vers des réhabilitations ou renforcements lourds visant à augmenter les charges sur les ouvrages et/ou leur durée de vie résiduelle de manière significative.

Des opérations récentes sur ouvrages ont par ailleurs déjà soulevé plusieurs problèmes notamment : ouvrages non testés en 1985, absence de résultats sur des pièces assurant sans redondance la stabilité de l'ouvrage, écarts majeurs entre l'approche forfaitaire et la situation réelle.

Enfin, si aucun effondrement lié directement à la rupture fragile par temps froid ne semble avoir été observé en France depuis 1985, on constate de manière régulière des ruptures de tirants et de suspentes sur les ouvrages suspendus du parc français, restées à ce jour sans conséquences majeures.

### **III.3 Pistes d'évolutions vers une nouvelle méthodologie d'analyse du risque de rupture fragile par temps froid**

#### *Vers une méthode plus spécifique*

La méthodologie développée par le RST en 1985 consiste en une approche forfaitaire qui néglige par ailleurs certains risques. Une première étape consisterait à mener une analyse proche de la méthodologie de 1985 par une approche individualisée en intégrant les spécificités de chaque ouvrage comme illustré ci-dessous :

Méthode RST 1985	Proposition d'évolution
<b>Prise en compte limitée à certains éléments</b>	- évaluation de l'exhaustivité de l'analyse initiale en vérifiant que tous les éléments les plus critiques de la chaîne d'effort ont été testés
<b>Données d'essais partielles</b>	- vérification des essais déjà réalisés
<b>Analyse limitée aux tirants filetés</b>	- analyse du risque de rupture en chaîne d'éléments de l'ouvrage - détermination des éléments à risque : parties filetées mais aussi éléments percés, rivetés, etc. - établissement d'une liste des éléments critiques - réalisation d'essais sur les éléments jugés critiques non testés initialement
<b>Sollicitation forfaitaire à 150MPa en traction pure</b>	- recalculation des sollicitations dans les éléments identifiés à l'étape précédente en intégrant les efforts parasites
<b>Pas de prise en compte de la fatigue</b>	- analyse en fatigue afin d'évaluer le risque d'évolution dans le temps de défauts initiaux
<b>Utilisation d'un champ d'intensité de contrainte et d'un défaut initial forfaitaire basée sur les barres filetées</b>	- détermination et utilisation de coefficients de défaut initial affinés pour chaque type élément
<b>Utilisation de la résilience avec choix fixé de la loi de passage résilience-ténacité</b>	- utilisation d'essais directs de ténacité (mais certainement trop coûteux) - utilisation de lois de passage différentes - recherche de méthodes alternatives de détermination du Klc
<b>Utilisation de coefficients de sécurité sur le facteur d'intensité de contrainte</b>	- réflexion sur le niveau de sécurité à garantir - réflexion sur une marge de sécurité en température

La démarche consisterait donc à s'orienter vers une analyse spécifique à chaque ouvrage avec une approche complète de diagnostic. Cette démarche s'intégrerait dans les diagnostics complets réguliers recommandés pour les ouvrages suspendus [10].

#### *Analyse d'approches différentes*

La méthodologie forfaitaire de 1985 conduit à utiliser des matériaux sur leur palier fragile sous température d'exploitation. En effet, les aciers de la classification les plus qualitatifs ont des températures de transition ductile-fragile supérieures ou égales à 25°C.

Ce constat appelle à analyser la situation au-delà de l'approche forfaitaire ou non de la méthodologie RST de 1985. Il existe d'autres approches modernes comme l'approche Eurocodes<sup>1</sup>. Les principes de cette approche font, par ailleurs, l'objet d'un document du Joint Research Center européen [8] qui pourrait fournir des pistes pour l'établissement d'une nouvelle méthode. Il existe aussi des normes nationales sur l'exploitation au froid de structure comportant des aciers fragiles comme la norme britannique BS 7910 :2005 [9]. Il serait donc intéressant de mettre en œuvre ces différentes approches sur des cas d'étude et comparer les résultats obtenus entre ces approches modernes et la méthodologie du RST de 1985.

## IV. CONCLUSIONS

La méthodologie d'analyse du risque de rupture fragile par temps froid adaptée aux ponts suspendus français mise en place après l'effondrement du pont suspendu de Sully-sur-Loire a permis de gérer en urgence ce risque il y a bientôt 40 ans. L'analyse de la méthode met cependant en évidence plusieurs points sensibles sur lesquels il convient de progresser dans le cadre d'une analyse moderne du risque de rupture fragile. Le travail à entreprendre pourra permettre d'aboutir à une nouvelle approche permettant ainsi de mieux appréhender ce risque dont les conséquences peuvent s'avérer désastreuses pour les ponts suspendus anciens.

## V. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SANZ G., La rupture des aciers, Tome 1 : la rupture fragile, Collection IRSID-OTUA (1976)
- [2] SANZ G., La rupture des aciers, Tome 2 : la mécanique de la rupture, Collection IRSID-OTUA (1978)
- [3] PERSY J.-P., Note technique n°86-0234, Ponts suspendus, analyse des résultats de résilience, 1986
- [4] PERSY J.-P., Effondrement du pont de Sully-sur-Loire, Bulletin Ponts Métalliques n°13
- [5] ATHANASSIASDIS A., BOISSENOT J.M., BREVET P., FRANCOIS D., RAHARINAIVO A. Linear elastic fracture mechanics computations of cracked cylindrical tensioned bodies, International Journal of Fracture, vol. 17, 6 (1981), pp. 553-566
- [6] BUECKNER, Discussion of stress analysis in cracks in fracture toughness and its applications, ASTM special technical publication n°381, 1965, p.82-83
- [7] WALKER, Tests technique in fractures toughness ISI publication 121, 1968, p .54
- [8] COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES to EN 1993-1-10 « Material toughness and through thickness properties » and other toughness oriented rules in EN 1993, Joint Research Center European Commission, Prepared under the JRC – ECCS cooperation agreement for the evolution of Eurocode 3 (programme of CEN / TC 250)
- [9] Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures, BS 7910:2055, British Standard
- [10] Sensibilisation des gestionnaires de ponts suspendus, Note d'information n°4, Décembre 2020, Cerema

---

<sup>1</sup> EN1991-1-5 : actions thermiques, EN1993-1-10 : choix des matériaux (chapitre 2 + tableau 2-1), EN1993-2 : ponts métalliques (chapitre 3.2.3)

# Modélisation et évaluation de l'impact d'un incendie sur les ponts de Normandie et de Tancarville

COMBESCURE E.<sup>1</sup>, DESANGHERES S.<sup>2</sup>, LAIGAARD J.<sup>3</sup>, FASQUEL C.<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Setec tpi, 42-52 Quai de la Rapée, 75012 Paris, [etienne.combescure@setec.com](mailto:etienne.combescure@setec.com)

<sup>2</sup> Setec tpi, 97-101 Bd Marius Vivier Merle, 69003 Lyon, [sylvain.desanghere@setec.com](mailto:sylvain.desanghere@setec.com)

<sup>3</sup> COWI, Parallelvej 2, 2800 Kongens Lyngby, Danemark, [lai@cowi.com](mailto:lai@cowi.com)

<sup>4</sup> CCI-SE, 2 rue du Nais, 76430 Tancarville, [cfasquel@ponts.seine-estuaire.cci.fr](mailto:cfasquel@ponts.seine-estuaire.cci.fr)

## Résumé

Le pont de Normandie et le pont de Tancarville sont des ouvrages à câbles emblématiques du patrimoine français, qui furent en leur temps des records de portées dans leur catégorie d'ouvrage. De par leur longueur, leur typologie et leur localisation, ils sont soumis au risque d'incendie de poids lourds sur la chaussée, situés à proximité des câbles.

Les sollicitations thermiques auxquelles sont exposés les câbles en cas d'incendie sont d'abord évaluées par simulation numérique de type CFD (« Computational Fluid Dynamics ») afin d'évaluer avec réalisme des scénarios de feux de différentes puissances (50 MW, 100 MW et 200 MW). Les résultats obtenus sont synthétisés de façon à reconstituer une cartographie 3D de l'environnement thermique dans lequel peuvent se trouver les câbles.

Sur la base des profils de températures ainsi évalués, des calculs de transfert thermique ont permis de déterminer l'élévation de température en fonction du temps dans les différentes couches des câbles porteurs du pont de Tancarville, mais également dans les haubans du Pont de Normandie. Le pourcentage de fils ayant atteint une température supérieure à 300°C (seuil au-delà duquel les dommages sont considérés comme irréversibles) a ainsi été quantifié en fonction du temps, ainsi que le nombre de câbles pouvant être simultanément touchés par un incendie. Enfin, l'efficacité d'une protection au feu du câble porteur du Pont de Tancarville, en tant qu'élément non redondant, a été modélisée et démontrée par un calcul de transfert thermique.

L'effet de la perte simultanée de plusieurs câbles adjacents a ensuite été étudié, du point de vue de la structure du tablier et du report de charge sur les câbles adjacents, dans l'état limite accidentel et dans l'état limite ultime post accident, afin de définir des conditions d'exploitation compatibles avec la perte simultanée de plusieurs câbles.

Enfin, une analyse coût bénéfice a été entreprise, afin de comparer les coûts causés par un incendie, pondérés par la probabilité d'occurrence de l'incendie, avec les coûts d'une protection au feu. L'objectif est de guider le Maître d'ouvrage quant à la pertinence d'installer une protection au feu sur les câbles qui le nécessitent et sur la conduite à tenir en cas d'incendie en termes d'exploitation.

# I. INTRODUCTION

## I.1 Description générale des ouvrages

La construction du Pont de Tancarville a été achevée en 1959. Il s'agit d'un pont suspendu avec une travée principale de 608 m et deux travées de rive de 176 m chacune. Le câble porteur d'origine a été remplacé en 1999 par une paire de câbles comprenant chacun 90 monotorons. Les suspentes verticales, constituées de paires de monotorons, sont espacées de 10,66 m. Le tablier est composé de deux poutres de rigidité de 6 m de hauteur, espacées transversalement de 16 m, offrant une chaussée de 12,5 m de large, avec 2 voies de circulation dans chaque direction. La surface supérieure du tablier est une dalle Robinson composée de 95 mm de béton et de 10 mm de tôle en acier. Les pylônes s'élèvent à 120 m au-dessus du sol. Les selles sont fixes, selon un schéma encastré flexible pour les pylônes. Un appui fixe articulé est placé sur la rive gauche, tandis qu'un appui mobile par bielle biarticulée se trouve rive droite.

Le Pont de Normandie a été ouvert à la circulation en 1995 après 7 années de travaux. Sa conception a été confiée à Michel Virlogeux. Le Pont de Normandie a une longueur totale de 2 141 m de la culée sud à la culée nord. La travée principale haubanée s'étend sur 856 m au-dessus de la Seine dont 624m sont en caisson orthotrope en acier. Les viaducs d'approche sud et nord sont des caissons précontraints, mesurant respectivement 547,75 m et 737,50 m de longueur, avec des appuis espacés de 43,5m. Au droit des pylônes, un tablier en béton précontraint a été construit par encorbellement successifs avec haubanage provisoire. La section transversale du tablier a une largeur de 22,30 m, avec une chaussée de 8,0 m dans chaque direction. Les haubans sont composés de torons parallèles gainés cirés, logés dans des gaines en PEHD en demi-coquilles. Des aiguilles connectent les haubans entre eux pour atténuer les vibrations induites par les vents latéraux.

## I.2 Problématique et contexte

Le dimensionnement des ponts suspendus anciens intègre traditionnellement une sécurité assez large pour les suspentes verticales, avec des coefficients de sécurité élevés et une possibilité de défaillance de la poutre de rigidité. En outre, la règle de l'art vis-à-vis du dimensionnement des suspentes consiste à considérer un cas de rupture accidentelle d'une seule suspente avec trafic fréquent concomitant et application d'un coefficient d'amplification dynamique de 2. Ce sont les hypothèses de dimensionnement qui ont été adoptées sur le pont de Tancarville, pour justifier la suspension neuve installée en 1999.

De même, les ponts à haubans modernes avec haubans multiples régulièrement espacés intègrent des règles de dimensionnement analogues, avec possibilité de rupture accidentelle ou remplacement contrôlé d'un seul hauban à la fois. Le pont de Normandie a été conçu en intégrant ces règles de dimensionnement.

Que ce soit pour les ponts suspendus ou pour les ponts à haubans, il est ainsi communément admis que l'on ne peut perdre qu'un seul câble à la fois, qu'il s'agisse d'une suspente verticale, ou d'un hauban incliné. Toutefois, le 2 septembre 2022, un poids lourd accidenté est monté sur le trottoir du pont de Tancarville, a heurté le dispositif de retenue, puis a pris feu, exposant ainsi plusieurs suspentes verticales à des températures importantes, sans pour autant causer de rupture ou de plastification des suspentes.

Cet incident a amené le gestionnaire à questionner le comportement au feu des ouvrages à câbles sous concession. Le gestionnaire a ainsi entrepris de mener des études visant à conforter le niveau de redondance de l'ouvrage en cas d'incendie, le nombre de câbles affectés simultanément par un incendie de poids lourd, la nature des désordres sur les câbles engendrés par un incendie, l'impact structurel de ces désordres sur le tablier et les haubans adjacents, la politique à tenir en cas d'incendie affectant les câbles, et la pertinence ou non d'installer des protections au feu sur les câbles. Le présent article entend donner des éléments de réponses à ces questions, pour les cas particuliers du pont de Normandie et du Pont de Tancarville.

## II. SIMULATION D'INCENDIE PAR CFD

### II.1 Hypothèses

Les calculs CFD se concentrent sur la simulation de feux à l'air libre sur les tabliers, afin de caractériser précisément leur environnement thermique, qui dépend principalement de la configuration de la source d'incendie, du taux de dégagement de chaleur et des conditions de vent.

La simulation numérique 3D des incendies permet de calculer les sollicitations thermiques sur les câbles/suspentes en cas d'incendie en déterminant :

- l'étendue des zones touchées par l'incendie ;
- l'intensité des sollicitations.

Les simulations d'incendie permettent ainsi de prévoir combien de suspensions sont susceptibles d'être affectées simultanément en cas d'incendie.

Il est fait l'hypothèse d'un couplage « faible » entre le feu et la structure : la structure n'a pas d'effet sur les écoulements de gaz chauds résultants du feu et elle n'est donc pas représentée dans la simulation CFD. Si cette hypothèse revient à négliger les effets d'ombre entre les câbles vis-à-vis de l'incendie lorsqu'il y a 2 câbles l'un à côté de l'autre, elle offre l'avantage de ne nécessiter qu'une seule simulation pour estimer les conditions d'échauffement résultant d'un incendie positionné à divers endroits longitudinalement sur le pont. De façon prudente, dans la direction transversale, les incendies sont tous localisés à proximité des extrémités du tablier du pont, là où se trouvent les câbles.

Il a été retenu 3 valeurs de puissances d'incendie typiques : 50 MW (feu de PL courant), 100 MW (feu de PL de forte puissance) et 200 MW (feu de nappe d'hydrocarbure). Les évolutions temporelles des puissances libérées sont représentées sur la figure 1. Aucune action de lutte contre l'incendie n'est considérée dans ces calculs. Les incendies durent jusqu'à épuisement du combustible présent.

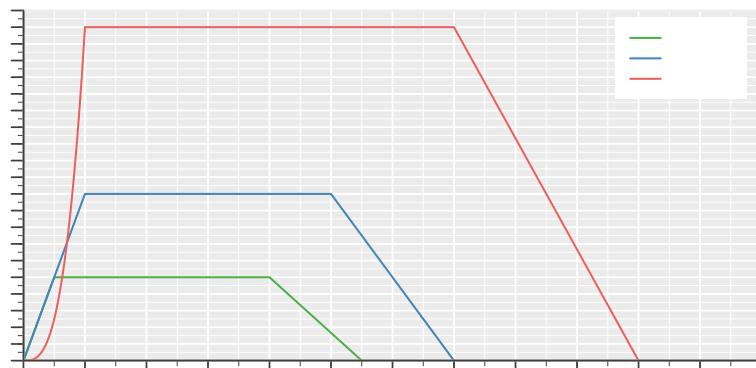


Figure 4: Puissance de l'incendie

Les conditions de vent considérées dans l'étude sont les suivantes :

- vent négligeable, sans effet sur le panache de fumée, ce qui conduit aux sollicitations qui s'élèvent le plus haut à l'aplomb du foyer ;
- vent transversal induisant une inclinaison des flammes vers les câbles les plus proches. Une vitesse de l'ordre de 2 m/s représente un cas intéressant qui incline suffisamment les flammes, sans conduire à un refroidissement important des gaz chauds. Des vents avec une vitesse supérieure ont un effet moins sévère sur l'échauffement de la structure.

## II.2 Modélisation

L'outil numérique utilisé est le code « Fire Dynamics Simulator » (FDS), outil de simulation de la dynamique des fluides (CFD) générés par le feu, développé par le NIST (« National Institute of Standards and Technology »), USA. FDS résout numériquement une forme des équations de Navier-Stokes adaptée aux écoulements thermiques à faible vitesse dominés par les effets de flottabilité, en mettant l'accent sur le transport des fumées et de la chaleur [4].

Pour l'incendie de 50 MW, le feu est supposé ne concerner que la remorque du camion, les surfaces en feu s'étendant de la plate-forme jusqu'à la hauteur de la remorque. Pour l'incendie de 100 MW, la remorque et la cabine sont en feu. Pour l'incendie de 200 MW, le foyer est une nappe d'hydrocarbure d'environ 80 m<sup>2</sup> répandue progressivement sur la chaussée (voir figure 2).

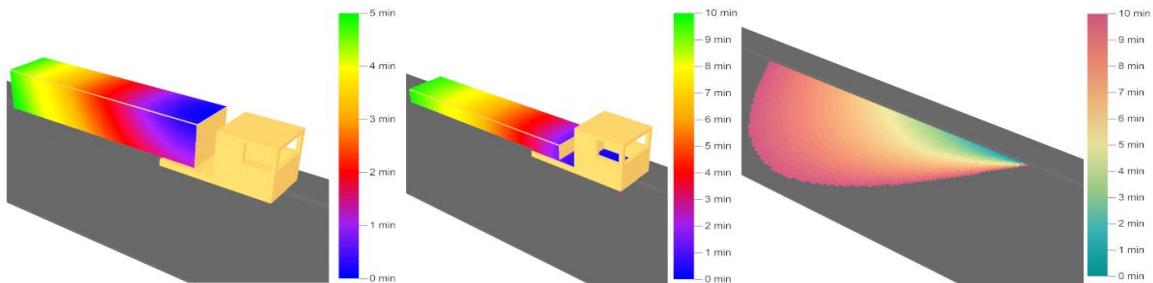


Figure 5 : Modélisation des foyers de 50 MW, 100 MW et 200 MW. Le dégradé de couleur correspond à la modélisation de la propagation de la surface en feu au cours du temps.

Le domaine numérique englobe le foyer (environ 50 m de longueur sur 12 m de largeur) et a une hauteur de 30 m. Il est discrétré au moyen d'un maillage cartésien comportant plus de 2 millions de cellules. Par défaut, le code FDS utilise une réaction de combustion globale unique. Ses paramètres sont définis pour relier la production de fumée au taux de dégagement de chaleur. Il a été considéré une équation bilan représentant la combustion d'un mélange de matières cellulosiques et plastiques avec fraction radiative (part de la puissance de l'incendie émise sous forme de rayonnement) de 35 % pour les incendies de 50 MW et 100 MW, et une équation représentant la combustion d'un hydrocarbure avec fraction radiative de 10 % pour le feu de nappe de 200 MW.

Les contraintes thermiques sur la structure du pont sont extraites de la simulation CFD. Pour ce faire, le code FDS produit une estimation de la température dite de « surface adiabatique » (AST), qui est une manière simple d'exprimer l'exposition thermique d'une surface solide. Il s'agit de la température théorique d'une surface pour laquelle le flux de chaleur total est nul. Elle représente une température d'exposition effective qui peut être transmise à un modèle plus détaillé du transfert thermique dans l'objet solide. Elle fournit ainsi une condition à la limite thermique en une seule quantité et n'est pas affectée par l'incertitude associée au modèle 1D de conduction thermique dans le solide de FDS.

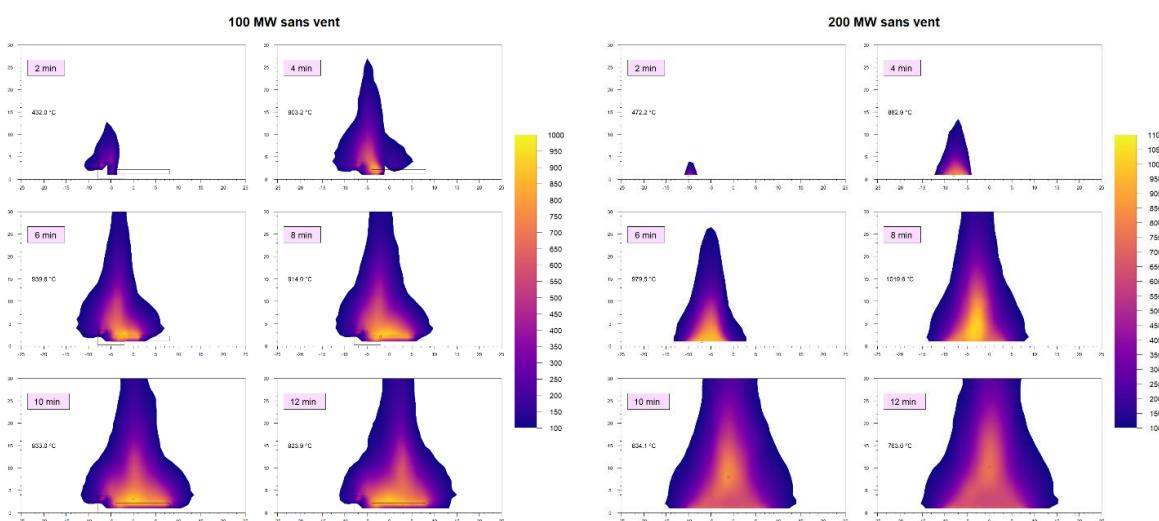
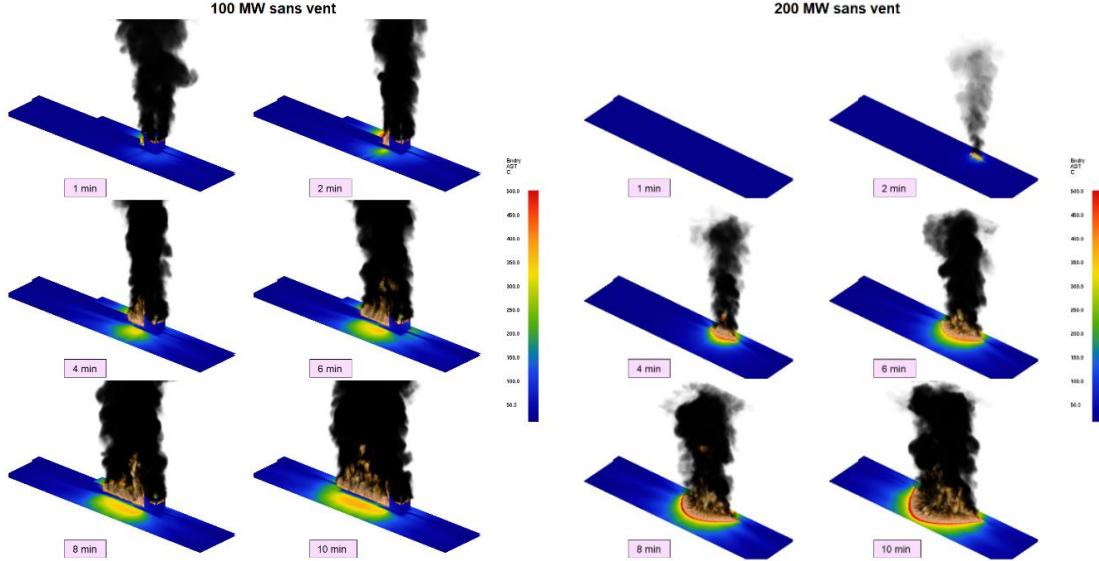
La sortie AST, lorsqu'elle est calculée au niveau d'une cellule gazeuse dans le code FDS, requiert de préciser l'orientation de l'hémisphère utilisé pour calculer le flux radiatif reçu. Une routine a été spécialement développée pour orienter automatiquement toutes les sorties vers le foyer, de façon à maximiser le calcul du flux radiatif reçu.

Dans ce travail, la grandeur AST est calculée tous les mètres dans un volume qui englobe la structure au voisinage de l'incendie. La simulation incendie produit ainsi une base de données de plus de 4 000 signaux de la grandeur AST au cours du temps, à partir de laquelle il est possible d'évaluer l'environnement thermique de l'incendie en tout point du volume (par interpolation linéaire entre les capteurs) et à tout instant. Ainsi, il est possible de calculer avec une bonne précision l'échauffement de la structure n'importe

où dans le volume de mesure, en fonction de son emplacement par rapport à l'incendie. Cette approche facilite le transfert d'information entre la simulation des incendies et les calculs d'échauffement des câbles.

## II.3 Résultats

Quelques-uns des résultats obtenus sont montrés sur les figures 3 et 4, qui illustrent la propagation du feu au cours du temps (feu de PL de 100 MW et feu de nappe de 200 MW, en l'absence de vent).



Au cours de chaque simulation, l'évolution temporelle de la grandeur AST est exploitée comme donnée d'entrée pour les calculs d'échauffement des câbles (voir figure 5).

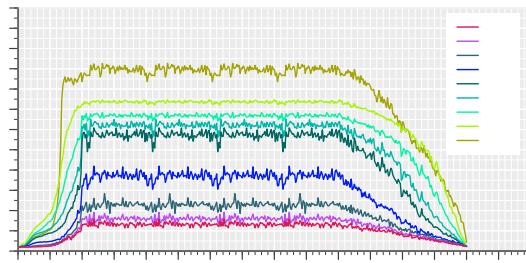


Figure 8: l'allure des signaux dans l'axe du foyer à différentes hauteurs, un incendie de PL de 100 MW

### III. CALCULS DE TRANSFERTS THERMIQUES

#### III.1 Cas du pont de Tancarville

La modélisation thermique des câbles porteurs a été réalisée afin de définir la protection au feu nécessaire pour éviter des dommages irréversibles sur le câble porteur exposé à un incendie d'hydrocarbures, représentant un poids lourd avec des températures pouvant atteindre 1100 °C. Le nombre de suspentes susceptibles d'être perdues durant un tel incendie a également été calculé.

L'analyse a été effectuée à l'aide d'un calcul aux éléments finis en deux dimensions sur une section transversale du câble porteur, en raison de l'absence d'effets tridimensionnels significatifs. Une analyse EF utilisant ABAQUS [1] a été réalisée pour les câbles non protégés et protégés. En raison de la symétrie, seul un quart du câble porteur a été modélisé. Le câble porteur est composé de 90 torons hélicoïdaux. Chaque toron est constitué de 37 fils individuels de 5,67 mm de diamètre. Pour une analyse efficace, une section transversale solide avec des propriétés thermiques équivalentes a été développée. La modélisation a pris en compte les transferts de chaleur par conduction et radiation. L'ensemble de l'approche a été validé par des essais réalisés sur le pont du Grand Belt (Danemark) en 2018. La modélisation de l'incendie d'hydrocarbures est basée sur l'Eurocode [2].

La figure 6 illustre un exemple des températures maximales calculées pour un câble porteur non protégé et protégé, avec une protection constituée d'une couverture ignifuge de 30 mm, après une durée de 60 minutes. La protection au feu garantit une température inférieure au seuil critique de 300 °C pour 99,9 % de la section transversale dans cette étude.

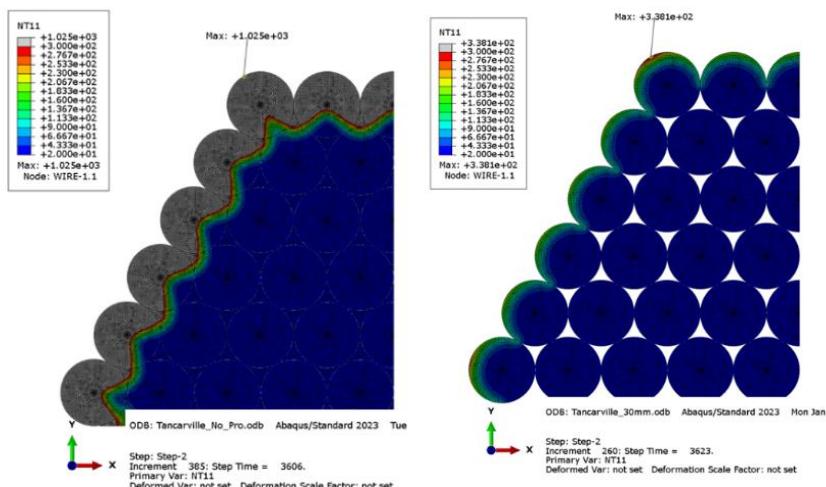


Figure 9: Modélisation thermique du câble principal sans et avec protection par couverture ignifuge

Le tableau 1 présente un aperçu des températures maximales atteintes pour différentes durées d'incendie. Même pour une courte durée, il est estimé que le câble non protégé subira des dommages irréversibles dès lors qu'il dépasse 300 °C – un seuil établi selon [3]. Cela démontre la nécessité d'une protection au feu. Les résultats indiquent qu'une couverture ignifuge d'au moins 30 mm est requise pour assurer une protection efficace pendant une durée allant jusqu'à 60 minutes, équivalente à un incendie de poids lourd. En considérant le scénario le plus défavorable, sans vent, la hauteur de protection recommandée est de 15 m. Des calculs parallèles pour les suspentes montrent que 2 à 3 suspentes pourraient être gravement endommagées voire perdues pendant l'incendie, nécessitant leur remplacement après l'incident.

Cas	Température Maxi 30 min. [°C]	Température Maxi 45 min. [°C]	Température Maxi 60 min. [°C]	Température Maxi 90 min. [°C]
Câble porteur sans protection au feu	1014	1022	1025	1029
Câble porteur AVEC protection au feu	180	283	338	403

Tableau 1 : Température maximale dans le câble porteur avec et sans protection au feu

### III.2 Cas du pont de Normandie

Une modélisation thermique des haubans exposés à un incendie d'hydrocarbures a été réalisée pour déterminer combien de haubans peuvent perdre leur capacité portante lors d'un incendie et combien de haubans devraient être remplacés après l'incendie. La modélisation des incendies est basée sur l'Eurocode [2]. Des haubans de 53 torons avec des vides d'air entre torons ont été modélisés. Chaque toron est constitué de 7 fils individuels, de diamètre 5,23 mm, avec des vides d'air entre fils. La section transversale des torons a été modélisée avec une section transversale solide équivalente thermique pour chaque toron. La gaine PEHD n'a pas été modélisée car elle fondra à environ 135 °C avec un point d'ignition d'environ 350 °C. En raison de la symétrie, seul un quart de section transversale a été modélisé. La figure 7 montre la modélisation par éléments finis réalisée dans ABAQUS [1].

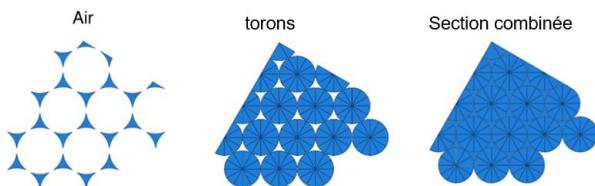


Figure 10 : Modélisation thermique du hauban

Trois seuils de température ont été retenus : 1) 100°C avec des dommages sur les gaines PEHD et le complexe anticorrosion susceptibles de nécessiter une réparation lourde ou un remplacement après incendie ; 2) 300°C avec dommages irréversibles sur les fils acier des haubans nécessitant un remplacement après un incendie ; 3) 500°C avec perte de résistance, équivalent à une réduction de 78% de la capacité portante avec réduction supplémentaire de 47% à une température de 600°C selon [2].

Le calcul thermique a été combiné avec la simulation CFD pour déterminer l'impact spatial du feu sur la nappe de haubans, comme le montre la figure 8. Le tableau 2 montre les résultats pour différents types de véhicules. Les incendies de poids lourds et les incendies camions citerne sont les plus néfastes. Le vent a également une influence significative en cas de feu. Le tableau montre que jusqu'à 4 à 5 câbles doivent être réparés ou remplacés après un incendie grave et que jusqu'à 2 haubans peuvent être rompus lors de l'incendie. L'augmentation de température sur les petites sections des torons est plus rapide en comparaison avec le câble porteur du pont de Tancarville.

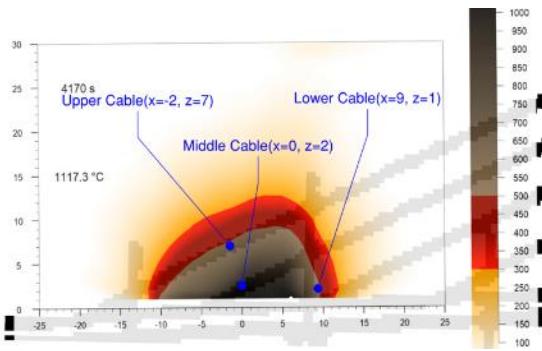


Figure 11 : Exemple d'incendie de 200 MW - étendue spatiale de l'incendie (Température en °C)

Incendie de véhicule pendant 30 min	Nombre de haubans atteignant des dommages de 100°C	Nombre de haubans atteignant des dommages irréversibles de 300°C	Nombre de haubans perdus (températures > 500°C)
Camion/van (Sans vent)	Estimé 3	2	1 – probablement 2
Poids lourd (Sans vent)	Estimé 4-5	3	1 – probablement 2
Camion-citerne (avec Vent de 2 m/s)	Estimé 4	3	1 – probablement 2

Tableau 2 : Dommages estimés sur les haubans pour une durée d'incendie de 30 minutes

## IV. Impacts structurels des pertes de câbles sous incendie

### IV.1 Cas du pont de Tancarville

Les études au feu ont montré l'existence d'une probabilité non négligeable de rupture de 2 suspentes adjacentes, la rupture de 3 suspentes adjacente ayant quant à elle une probabilité d'occurrence jugée négligeable. L'impact structurel de cette configuration non prévue à la conception, a été évalué à l'aide d'un modèle éléments finis complet de l'ouvrage sur le programme Pythagore®, à l'état limite accidentel (ELA) avec un coefficient d'amplification dynamique de 2 sur la deuxième suspente rompue uniquement, et à l'état limite ultime (ELU post rupture) sans amplification dynamique avec un nombre de voies éventuellement réduit. La rupture d'une paire de suspentes provoque essentiellement un report de charge sur les suspentes adjacentes et une majoration des efforts dans le tablier. L'impact sur le dimensionnement du câble porteur et des pylônes est négligeable et n'a donc pas été étudié.

Au niveau de la suspension, la rupture de 2 suspentes adjacentes majore de 250% l'effort de service à l'ELS fréquent dans les suspentes après report de charge. Les efforts dans les suspentes après report de charge sont sensiblement les mêmes entre l'ELA et l'ELU post rupture, dans lequel l'absence de coefficient d'amplification dynamique est compensée par les coefficients de majoration des charges. Les suspentes restent cependant justifiées à l'ELA et à l'ELU post rupture, avec un taux de travail de 0,60 pour les câbles et 0,80 pour les étriers. En effet, les suspentes sont dimensionnées à l'ELS rare avec un coefficient de sécurité de 3 sur la rupture, ce qui confère à la suspension un niveau de redondance élevé.

Les culots en revanche, dimensionnés lors de la conception selon une analyse linéaire élastique ne sont plus justifiés à l'ELU post rupture. Une analyse élastoplastique des culots sur un modèle volumique ANSYS® avec vérification des contraintes et des déformations a été réalisée (voir figure 9) pour justifier la reprise des efforts ELU post rupture, moyennant des plastifications très localisées. Les culots sont en effet des pièces assez massives présentant des capacités de redistribution plastique importantes.

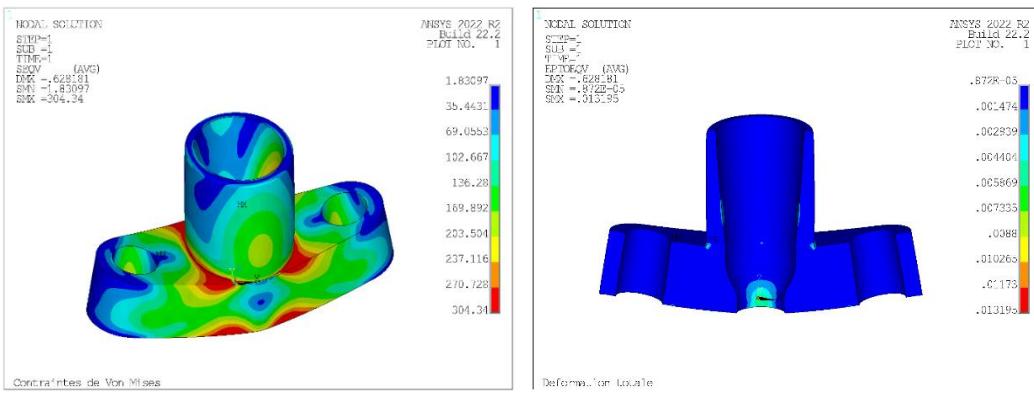


Figure 12: Calcul EF volumique des culots du pont de Tancarville

Les bielles d'appui sont justifiées à l'ELA, mais nécessitent de fermer la voie lente du côté de la paire de suspentes rompues pour être justifiées à l'ELU post rupture. Les bielles d'appui sont en effet très sensibles à la réduction des charges de trafic sur les efforts de dimensionnement. Au niveau du tablier, la rupture d'une paire de suspentes majore les moments dans les membrures inférieure et supérieure, les efforts dans les montants et les diagonales et les moments de torsion. Le tablier reste justifié à l'ELA et à l'ELU post rupture sans réduction du nombre de voies. Les membres les plus critiques sont les montants et les diagonales, avec des taux de travail de supérieurs à 0,80.

Globalement le pont de Tancarville résiste à la rupture d'une paire de suspentes adjacentes, moyennant la fermeture d'une voie lente coté suspente rompue -voire 2 voies pour les 10 suspentes centrales-, qui permet de justifier l'ensemble de la structure et de réaliser les travaux de remplacement des suspentes rompues.

## IV.2 Cas du pont de Normandie

De même pour le pont de Normandie, le modèle éléments finis complet de l'ouvrage sur Pythagore® a été utilisé pour évaluer l'impact structurel de la perte de 2 haubans adjacents sur l'ensemble de la structure. Douze cas d'études ont été retenus (voir figure 10), à raison de 6 paires de haubans adjacents dans la travée centrale, et 6 paires dans les travées de rive. Sur la figure 10 ci-dessous, les paires 1 et 2 sont accrochées à la partie béton du tablier de la travée centrale, tandis que les paires 3 à 6 sont connectées à la partie acier de la travée centrale. Les paires 7 à 12 sont situées sur les travées de rive.

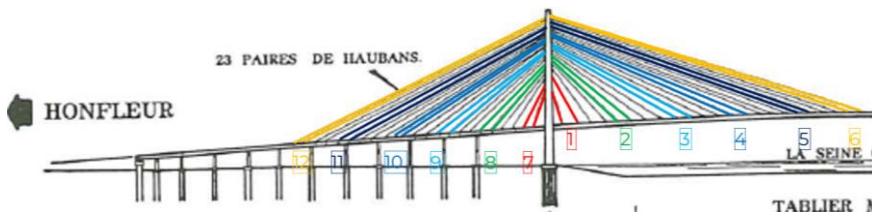


Figure 13: Cas d'études de pertes de haubans adjacents

Les vérifications ont été menées à l'instar du Pont de Tancarville selon un état limite accidentel ELA avec trafic fréquent concomitant et coefficient d'amplification dynamique sur le second hauban rompu, et un état limite ultime ELU post rupture, sans coefficient d'amplification dynamique mais avec modulation possible du nombre de voies ouvertes à la circulation.

A l'ELA, l'ensemble de la structure (tablier, haubans, pylônes) est facilement justifié, ce qui n'est guère surprenant compte tenu des différences sur les coefficients de majoration des charges entre ELA et ELU fondamental, à savoir 1 ou 1,35 respectivement pour les charges permanentes, et 0,72 ou 1,6 respectivement pour les surcharges routières. Il n'y a donc pas de risque pour la structure en cas de rupture d'une paire de haubans adjacents.

A l'ELU post rupture, les haubans coté travée de rive sont justifiés sans réduction du nombre de voies, car le report de charge sur les haubans adjacents est très faible, compte tenu de la raideur du tablier en béton et de la présence de multiples appuis rapprochés. De même, le tablier béton des travées de rive est justifié à l'ELS et à l'ELU post rupture sans réduction du nombre de voies, car la précontrainte extérieure est largement surabondante dans la partie haubanée du tablier béton des travées de rive.

La perte de paires de haubans coté travée centrale provoque en revanche des reports de charges plus conséquents sur les haubans adjacents, en particulier pour le cas d'étude n°2, qui nécessite de moduler le nombre de voies ouvertes à la circulation pour retrouver un niveau de sécurité acceptable. Selon nos études, il convient de fermer entre 1 et 2 voies pour retrouver un niveau de sécurité acceptable dans les haubans restants, voire toutes les voies pour le cas d'étude n°2 qui provoque un report de charge du tablier béton sur des haubans accrochés sur la partie acier, ce qui est le cas d'étude le plus sévère.

Le tablier acier reste justifié à l'ELU post rupture en maintenant les 4 voies de circulation à l'exception du cas 3 qui nécessite de fermer une voie. L'étude est réalisée en considérant les critères  $\eta_1$  pour le voilement sous contrainte normale et  $\eta_3$  pour le voilement sous cisaillement de l'Eurocode 3.

Les études ont été réalisées avec un coefficient d'amplification dynamique sur le second hauban rompu, ce qui est une hypothèse conservatrice, car l'expérience de scénarios d'incendie sur les Ponts Vasco de Gamma et Rion-Antirion montre que l'incendie sur les haubans est un phénomène lent avec une relaxation progressive de l'effort. Il serait donc loisible de conduire ces études sans amplification dynamique, mais les conclusions seraient inchangées car l'ELA ne pose pas de problème de justifications.

De même, les charges de trafic à l'ELU post rupture (en attendant de changer les haubans), pourraient être diminuées, compte tenu du trafic réel vu par le pont de Normandie, et de la durée réduite de cette configuration par rapport à la configuration normale en service.

## V. ANALYSE COUT BENEFICE ET RECOMMANDATIONS

### V.1 Cas du pont de Tancarville

L'étude au feu réalisée montre que les camions ordinaires ainsi que les poids lourds peuvent conduire à un échauffement de l'ordre de 1 100 °C des câbles porteurs et des suspentes en une demi-heure. L'étendue des dégâts augmente avec la durée de l'incendie.

La protection au feu est calculée comme étant nécessaire jusqu'à environ 15 m de hauteur. En cas d'incendie de poids lourds, environ 1 500 m de longueur de câble (4 x 362 m de longueur de pont) doivent être protégés. Sur la base de notre expérience, le prix de la protection est initialement estimé à 2 250 k€ (900 €/mètre, 75 colliers avec peinture intumescente 150 k€, frais de chantier et d'accès estimés à environ 50% de surplus). Les coûts liés à la perte d'une paire de câbles porteurs sont estimés entre 12 000 k€ et 65 000 k€. Selon les informations de la CCI, le coût de remplacement des câbles principaux en 1996-99 était de 12 100 k€. Compte tenu de l'évolution des prix, cela se rapproche de la limite inférieure du coût actuel de remplacement d'une paire de câbles porteurs. Dans la phase 1 de la présente étude, les coûts ont été estimés à 65 000 k€, qui est considéré comme une estimation supérieure valable.

Conséquence d'un incendie de véhicule	Période de retour (Années)	Estimation du coût des travaux postérieurs à l'incendie (k€)	Valeur actuelle nette (k€)	Estimation du coût de la protection au feu (k€)
Remplacement du câble porteur – pont suspendu	50-100	12 000 à 65 000	De 800 à 22 500	2 250
Réparation du câble porteur – pont suspendu	7-50	Jusqu'à 3 000	De 500 à 11 400	2 250

Tableau 3 : Analyse Coût-bénéfice du risque d'incendie pour le câble porteur

Les conséquences financières seront plus faibles en cas d'incendie moins sévère dans lequel une suspente est endommagée et le câble principal est superficiellement atteint. Suite à l'incendie à mi-travée sur Ny Lillebælt Bro (Danemark), le coût des réparations s'est élevé à 1 500 k€ (2013). Pour le pont de Tancarville avec paires de câbles porteurs, le coût de réparation est donc évalué à environ 3 000 k€. Le tableau 3 montre les coûts évalués de l'acceptation du risque incendie avec une certaine période de retour, comparés aux coûts de l'atténuation des risques. La comparaison est basée sur la valeur actuelle nette, qui peut être considérée comme le coût de l'absence de protection. Les tableaux montrent que la valeur actuelle nette tend à dépasser le coût de la protection incendie, ce qui montre que la protection au feu est justifiée sur le plan financier.

Le nombre de suspentes endommagées dépend des conditions de vent. Les résultats indiquent que jusqu'à deux suspentes adjacentes peuvent être touchées, même s'il ne peut pas être totalement exclu qu'une troisième suspente puisse également être touchée par l'incendie. Il est donc recommandé de vérifier combien et quelles suspentes le pont peut se permettre de perdre lors d'un incendie et quel est l'impact de cette perte sur la poursuite de l'exploitation du pont après un tel incendie. La protection au feu des suspentes n'est une solution rentable que si de telles pertes ont des conséquences très sévères sur l'intégrité structurelle et/ou la poursuite de l'exploitation du pont. La probabilité de telles conséquences doit être comparée aux coûts de protection de la totalité ou d'une partie significative des 168 paires de suspentes du pont. La protection au feu des suspentes peut être rendue délicate en raison de leur faible diamètre, et être onéreuse en raison de leur nombre élevé.

## V.2 Cas du pont de Normandie

Une analyse coût-bénéfice a été effectuée sur la base des coûts de l'acceptation des dommages associés à l'acceptation du risque d'incendie avec une période de retour d'incendie déterminée par une étude de risque. Les conséquences réelles des incendies ont été évaluées selon :

- Conséquence 1 : 3 à 5 haubans peuvent être exposés à un impact d'incendie qui ne réduit pas la capacité portante mais rend le câble impropre à une utilisation à long terme et nécessitera donc un remplacement planifié. Coût par remplacement de câble 1 500 k€.
- Conséquence 2 : 2 à 3 haubans survivront à l'incendie et ne porteront pas préjudice au pont global mais nécessiteront quand même le remplacement des câbles en raison de la réduction irréversible de la capacité portante et des dommages généraux à chaque hauban. Comme ci-dessus, le coût du remplacement des câbles a été évalué à 1 500 k€ par hauban remplacé.
- Conséquence 3 : Jusqu'à 2 haubans rompus lors de l'incendie sans que cela n'affecte l'intégrité structurelle de l'ouvrage. Par conséquent, la stabilité du pont est assurée, et le trafic peut être maintenu, moyennant certaines restrictions.

Pour protéger un hauban contre l'incendie, la protection au feu doit être effective jusqu'à une hauteur significative au-dessus du tablier, de l'ordre de 15 mètres. Il s'agit en réalité d'un compromis entre le niveau de protection recherché et les coûts d'atténuation des risques. Installer une protection au feu à une telle hauteur peut être techniquement difficile et coûteux. Une telle protection au feu pourrait être une combinaison de peinture intumescante et de couverture ignifuge installés de préférence à l'intérieur du tube PEHD.

Le tableau 4 montre les coûts évalués liés à l'acceptation d'un risque de perte de haubans avec une période de retour évaluée. Le tableau donne les coûts estimés absous et les coûts attendus définis comme une valeur actuelle nette pour une période de retour moyenne de 27 ans. La valeur actuelle nette, qui représente le coût d'acceptation du risque de non-protection des haubans contre le feu, est inférieure aux coûts d'atténuation du risque pour l'ensemble des 184 haubans, sur une hauteur de 15m au-dessus du tablier. La protection au feu de tous les haubans n'est donc pas pertinente d'un point de vue

économique, tant que les dommages causés par la perte de 2 voire 3 haubans adjacents ne causent pas de désordres critiques et sévères pour le tablier, et/ou de pertes d'exploitation durables.

Conséquence d'un incendie de véhicule	Période de retour (Années)	Estimation du coût des travaux postérieurs à l'incendie (k€)	Valeur actuelle nette (k€)	Estimation du coût de la protection au feu (k€)
Remplacement d'un hauban	4-50	1 500	2 250	3 680

Tableau 4 : Analyse Coût-bénéfice du risque d'incendie (taux d'intérêt de 4 %, durée de vie de 100 ans)

## VI. CONCLUSIONS

Setec tpi et COWI ont réalisé pour le compte de la CCI une étude au feu complète en cas d'incendie de poids lourd situé à proximité des câbles, allant de la modélisation thermique en cas d'incendie, à la détermination des dommages causés par des calculs de transferts thermiques, à l'évaluation des impacts structurels sur les ouvrages concernés, et aux recommandations finales à formuler au Maître d'ouvrage au travers d'une analyse coût-bénéfice.

Les principaux enseignements de cette étude sont les suivants :

- Les calculs CFD ont permis de modéliser de manière réaliste l'impact thermique d'un incendie de poids lourd (selon trois scénarios 50 MW, 100 MW et 200 MW) sur la suspension des ouvrages, en tenant compte ou non de l'effet du vent. Ces calculs permettent de définir un champ de température d'exposition des câbles, dans l'espace et dans le temps, qui est la donnée d'entrée pour les calculs de transferts thermiques subséquents.
- Les calculs de transferts thermiques ont montré que l'on pouvait perdre 2 suspentes adjacentes sur le pont de Tancarville et 2 haubans adjacents sur le pont de Normandie, ce qui va au-delà de la perte accidentelle d'un seul câble à la fois traditionnellement considérée dans les hypothèses de conception des ponts à câbles. Les calculs de transferts thermiques ont aussi démontré l'efficacité d'une protection au feu sur le câble porteur de Tancarville, au moyen d'une couverture ignifuge de 30mm d'épaisseur, cette protection au feu devant être étendue jusque 15m au-dessus du tablier.
- Les modélisations aux éléments finis des ouvrages ont montré que ceux-ci résistent à l'état limite accidentel lors de la perte de deux suspentes adjacentes ou deux haubans adjacents. A l'état limite ultime post rupture, le temps de remplacer les câbles perdus, il convient de fermer entre 1 et 2 voies de circulation pour retrouver un niveau de sécurité adéquat.
- Une analyse coût bénéfice a enfin été entreprise, pour déterminer la pertinence ou non de protéger au feu la suspension de ces deux ouvrages. Cette analyse a révélé que la protection au feu du câble porteur du pont de Tancarville est justifiée d'un point de vue économique. En revanche, la protection au feu de toutes les suspentes verticales du pont de Tancarville ou de tous les haubans inclinés du pont de Normandie n'est pas justifiée économiquement, si l'on compare le coût de la protection au feu avec le coût de réparation des dommages potentiels associés aux périodes de retours des incendies. Des études supplémentaires sont en cours afin de permettre au Maître d'Ouvrage d'arbitrer sur la réalisation des travaux de protection au feu des câbles porteurs du pont de Tancarville.

## VII. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Abaqus CAE/2023
- [2] EN 1993-1-2 + AC :2007, Eurocode 3 : Conception des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales – Conception au feu des structures
- [3] PTI DC45.1-12, Recommandations pour la conception, les essais et l'installation des câbles de suspension (2018).
- [4] NIST Special Publication 1019 - Sixth Edition, Fire Dynamics Simulator User's Guide, NIST 2019.

# Enseignements fournis par le suivi instrumental de la découpe d'armatures dans un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment et modélisation de la redistribution dans le câble des déformations et des contraintes

**BARBOT Mathieu<sup>1</sup>, BESSOULE Nicolas<sup>2</sup>, CARDE Christophe<sup>2</sup>, PROVIN Nicolas<sup>3</sup>, MOINS Jean<sup>4</sup>, TONNOIR Bernard<sup>2</sup>, ZIVANOVIC Ivica<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> Conseil Départemental de Charente-Maritime, [mathieu.barbot@charente-maritime.fr](mailto:mathieu.barbot@charente-maritime.fr)

<sup>2</sup> SIXENSE Engineering, [prenom.nom@sixense-group.com](mailto:prenom.nom@sixense-group.com)

<sup>3</sup> SANEF, [nicolas.provin@sanef.com](mailto:nicolas.provin@sanef.com)

<sup>4</sup> FREYSSINET, [prenom.nom@freyssinet.com](mailto:prenom.nom@freyssinet.com)

## Résumé

Les opérations de maintenance de la précontrainte extérieure réalisées par l'entreprise FREYSSINET sur le viaduc d'Echinghen (SANEF) et le pont de l'île de Ré (Conseil Départemental de Charente-Maritime) ont offert à SIXENSE l'opportunité de faire des constatations et mesures à l'occasion de la découpe d'armatures de précontrainte sur des câbles voués à être remplacés. Ces « essais de rupture » ont concerné des câbles 19T15 sous gaine PEHD injectée au coulis de ciment, type très représenté de la précontrainte extérieure de nos ouvrages.

Le suivi instrumental de ces opérations a fourni des enseignements importants qui ont permis de caractériser le comportement mécanique d'un câble lors des ruptures d'armatures, en précisant notamment :

- le paramètre essentiel qu'est la « longueur de réancrage » d'une armature rompue, que ce soit un fil dans son toron, ou un toron dans le coulis d'injection ;
- les amplitudes des déformations du câble que l'on peut respectivement enregistrer lors de la rupture d'une armature, au voisinage ou à l'écart de la zone de rupture ;
- l'effet de masque joué par les déviateurs sur la redistribution des déformations dans les branches adjacentes à la branche de la rupture ;
- l'enchaînement séquentiel des ruptures des fils et torons qui aboutit à la rupture totale du câble.

Toutes ces constatations et mesures ont permis d'alimenter un modèle mathématique réaliste du comportement mécanique d'un câble lors de la rupture d'une de ses armatures. Cet outil est utile pour évaluer la sécurité d'un câble à la rupture ou pour préparer l'instrumentation d'un câble en vue de sa surveillance métrologique, pour la détection de ruptures éventuelles.

Mots clés : précontrainte extérieure, armature, rupture, déformation, redistribution, modélisation, sécurité

# I. PRINCIPE DE LA REDISTRIBUTION DES DÉFORMATIONS ET DES CONTRAINTES LORS DE LA RUPTURE D'UN FIL

Ces dernières années, certains maîtres d'ouvrage ont été confrontés à des ruptures d'armatures dans les câbles assurant la précontrainte extérieure de leurs grands ouvrages, allant parfois jusqu'à la rupture totale d'un câble. La cause de ces ruptures n'est autre que la corrosion de l'acier qui est endommagé malgré la protection conférée par la gaine PEHD.

La corrosion d'un fil se traduit par des diminutions locales de sa section résistante. Inversement, à l'endroit corrodé, la contrainte de traction augmente. Quand cette contrainte dépasse la capacité de résistance de l'acier, le fil se rompt brutalement.

Dans le câble, on peut alors distinguer trois zones distinctes :

- chevauchant le point de rupture du fil, une zone R de « Rupture », de faible longueur, où la section droite du câble a été réduite intégralement de celle du fil rompu (ex : de 1/133<sup>e</sup> pour le premier fil qui se rompt dans un câble 19T15) ;
- de part et d'autre de la rupture, deux zones de « Ré-ancrage » où, progressivement, le fil rompu va se ré-ancrer<sup>2</sup> par frottement/coincement dans le reste du câble ;
- au-delà de ces zones de transition, deux zones C dites « Courantes » où le câble a retrouvé sa pleine section.

Quel que soit l'état d'endommagement du câble et l'effort de traction qui en résulte, cet effort est, bien évidemment, constant sur toute sa longueur, quelle que soit la zone considérée (Rupture, Ré-ancrage ou Courante). Les contraintes moyennes, par zone, sont inversement proportionnelles aux sections résistantes soit, dans l'exemple précédent  $\sigma_R/\sigma_C = (133/132) / (133/133) = 133/132$  : après la rupture du premier fil, la contrainte en zone R est désormais égale aux 133/132<sup>e</sup> de la contrainte en zone C.

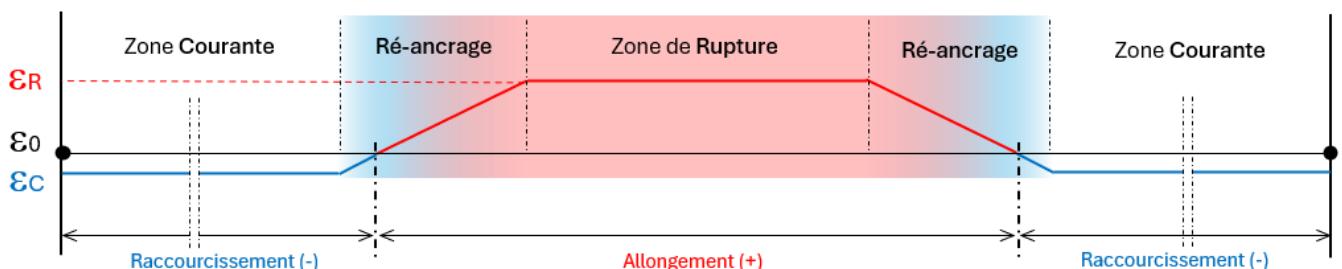


Figure n°1 : illustration des redistributions de déformations le long d'un câble lors d'une rupture de fil

Pour déterminer la nouvelle force  $F$  dans le câble (avec  $F < F_0$ ), il s'agit de résoudre « l'équation des déformations », dont nous donnerons la formulation plus loin. L'exploitation de cette équation, et l'application conjointe de la loi de Hooke, permettent de trouver les nouvelles distributions des contraintes et des déformations sur la longueur du câble dans les 3 zones de Rupture, de Ré-ancrage ou Courante.

La contrainte  $\sigma_C$  (avec  $\sigma_C < \sigma_0$ ) permet de mesurer l'affaiblissement de la tension du câble de précontrainte en zone courante. La contrainte  $\sigma_R$  (avec  $\sigma_R \gg \sigma_0$ ) permet, par comparaison avec la capacité de résistance ultime de l'acier, d'apprécier la réserve de résistance vis-à-vis de la rupture totale du câble en zone de rupture.

<sup>2</sup> La zone de ré-ancrage d'un fil de précontrainte est la zone de transition où, progressivement par frottement, la section du toron passe de 6 fils, au droit de la rupture, à sa pleine section courante de 7 fils. C'est la zone où se circonscrivent toutes les « pertes d'allongement » qui vont déterminer la légère perte de tension du câble.

De nombreux paramètres, géométriques et mécaniques, doivent être introduits dans l'équation de manière à pouvoir modéliser les effets de ruptures successives dans un câble pour toutes les configurations de précontrainte extérieure rencontrées sur les ouvrages existants. En particulier, la valeur de ré-ancrage, qui a pu être précisée notamment grâce aux essais en grandeur réelle réalisé sur le viaduc d'Echinghen.

## II. LES ESSAIS SUR LE VIADUC D'ECHINGHEN

### II.1 Configuration des essais et résultats

Les essais expérimentaux ont consisté à pratiquer des ruptures volontaires sur les fils de quelques torons de câbles de construction, devenus inutiles en service et voués à la démolition. Les deux câbles ayant fait l'objet des essais étaient des câbles droits de type 19T15, avec une contrainte résiduelle évaluée à 700 MPa (tendus initialement à 0,55.FRg).



Figure n°2 : Viaduc d'Echinghen – Vue des câbles droits démontés en intrados de hourdis

Sur chacun des câbles C1 et C2, une fenêtre a été ouverte au-dessus de la gaine en PEHD, et le coulis, trouvé dans les deux cas de bonne compacité, a été dégagé jusqu'aux torons du premier lit supérieur. Il a ensuite été procédé au sciage, fil après fil, des 7 fils des torons (deux torons adjacents dans chaque câble) à l'aide d'une micro-disqueuse.

Les photos ci-après illustrent les observations, et le tableau qui suit les « distances-entre-bouts » (ou deb) mesurées entre les extrémités des fils, au moyen d'un réglet, sur chacun des fils après rupture.



Figure n°3 : opération de sciage



Figure n°4 : 1 fil scié sur le premier toron



Figure n°5 : 6 fils sciés

Figure n°6 : 7 fils sciés

N° câble	N° toron	Ruptures successives fil à fil (mm)							Rupture du toron au 7 <sup>ème</sup> fil
		Fil 1	Fil 2	Fil 3	Fil 4	Fil 5	Fil 6	Moyenne	
C1	t1.1	8	9	13	16	8	17	12	22
	t1.2	9	11	14	8	17	20	13	23
C2	t2.1	10	11,5	14	17,5	12	19	14	30
	t2.2	9	12	15	20	10	21,5	15	28

Tableau n°1 : valeurs des distances-entre-bouts (deb)

Les principaux enseignements tirés des constatations et mesures, qu'on ne pourrait toutefois se permettre de généraliser qu'aux « torons du premier lit supérieur de câbles 19T15 tendus à 700 MPa, sous gaine PEHD bien injectée », sont les suivants :

- Il est nécessaire de couper tous les fils, jusqu'au 7<sup>ème</sup>, pour rompre le toron : dans la configuration testée, telle que rappelée ci-dessus (2 torons coupés), il n'y a pas de « rupture prématurée » du toron pour un nombre de fils cassés inférieur à 7. La sécurité à la rupture d'un toron dans une gaine injectée est donc différente de celle d'un câble qui lui, peut se rompre pour un nombre de torons cassés compris entre le tiers et la moitié du nombre total.
- Comme le montrent les photos des figures 5 et 6, les distances-entre-bouts des 6 premiers fils cassés dans un même toron sont assez dispersées, avec cependant une tendance à l'augmentation entre le 1er et le 6<sup>ème</sup> fil.
- Lors de la rupture du 7<sup>ème</sup> fil (rupture du toron), les bouts des 7 fils se réalignent tous et constituent alors la « deb du toron ». Pour les quatre torons coupés, la deb du toron est voisine du double de la moyenne des deb de ses 6 premiers fils.

## II.2 Distance-entre-bouts et longueur de ré-ancrage

Mathématiquement, les deb mesurées représentent « l'intégrale des pertes d'allongement de l'armature, de part et d'autre de la rupture ».

Par convention, nous avons alors considéré que le paramètre « longueur de ré-ancrage » (lr) était défini par la relation  $\text{deb} = lr * \varepsilon_0$ , où  $\varepsilon_0$  est l'allongement élastique de l'armature avant rupture.

Si par exemple on considère que l'effort de ré-ancrage est linéaire de part et d'autre de la section de rupture, la longueur totale  $l_r$  concernée par le ré-ancrage est  $l_r = 2.l_r$  lorsque la rupture survient en section courante, et  $l_r=l_r$  lorsqu'elle se produit au droit d'un ancrage ou dans un déviateur (voir schéma ci-dessous).

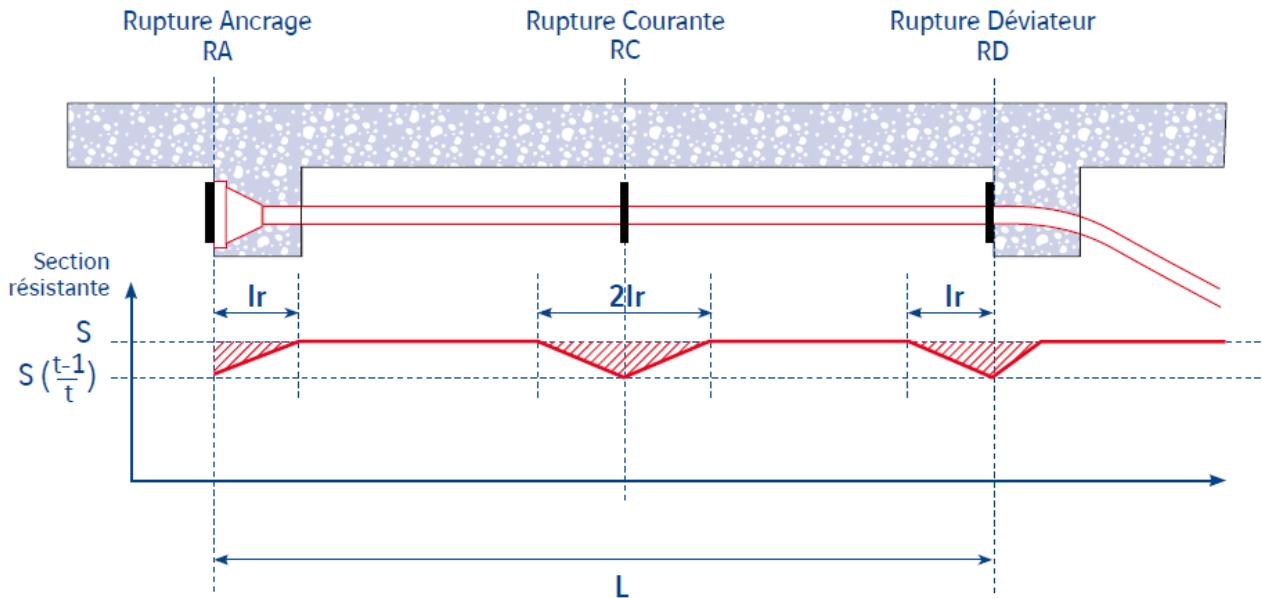


Figure n°7 : longueurs de réancrage selon la localisation de la rupture d'une armature dans un câble de précontrainte extérieure de  $t$  armatures

Lorsqu'on évalue les longueurs de ré-ancrage (des fils dans leur toron, des torons dans le coulis) à partir des distances-entre-bouts du tableau n°1, par la relation  $l_r = deb / \epsilon_0$ , il vient :

- Pour les 24 fils : les deb mesurés vont de 8 mm (1<sup>er</sup> fil de t1.1) à 21,5 mm (6<sup>ème</sup> fil de t2.1). Les longueurs de ré-ancrage des fils dans leur toron sont donc comprises entre 2 et 6 mètres.
- Pour les 4 torons : les deb mesurés vont de 22-23 mm (C1) à 28-30 mm (C2). Les longueurs de ré-ancrage sont alors d'environ 6 mètres pour les 2 torons cassés dans le câble C1, et plutôt 8 mètres pour les 2 torons cassés dans le câble C2.

### II.3 Principaux enseignements des essais de rupture

Des essais menés sur le viaduc d'Echinghen, on retiendra essentiellement :

- Que le ré-ancrage d'un fil dans son toron, et d'un toron dans le coulis, sont deux phénomènes bien différents, sinon indépendants : ainsi, la configuration des distances-entre-bouts des 6 premiers fils est complètement effacée lorsque le 7<sup>ème</sup> fil se casse (et avec lui le toron), l'ensemble des bouts des 7 fils venant alors se réaligner parfaitement. La rupture des 6 premiers fils n'est ainsi qu'une phase préalable et transitoire à la rupture d'un toron. Ceci amène à penser que la sécurité d'un câble vis-à-vis de la rupture spontanée est essentiellement influencée par le décompte des torons rompus, beaucoup moins par le nombre total de fils cassés.
- L'ordre de grandeur des distances-entre-bouts mesurées tant sur les 24 fils que sur les 4 torons cassés fil à fil dans deux 19T15 tendus à 700 MPa :
  - varie de 12 à 15 mm en moyenne pour les 6 premiers fils d'un toron, soit des longueurs de ré-ancrage « des fils dans leur toron » d'environ 4 mètres ;
  - est de l'ordre de 22 mm pour les 2 torons du câble C1 et de 29 mm pour ceux du câble C2. Les longueurs de ré-ancrage « des torons dans le coulis » sont alors respectivement voisines de 6 et 8 mètres.

### III. LES ESSAIS SUR LE PONT DE L'ILE DE RE

#### III.1 Configuration des essais

Le câble qui a été déposé est aussi un câble 19T15 (classe 1770 MPa), d'une longueur totale de 223,7 m, qui régnait sur deux travées consécutives (P4-P5 et P5-P6). Le câble a été démonté par détente brutale (découpage au fil diamant) exécutée au quart de la longueur du câble, sur la branche horizontale à mi-portée de la travée P4-P5. La contrainte résiduelle dans le câble avant dépose a été évaluée à environ 1200 MPa.

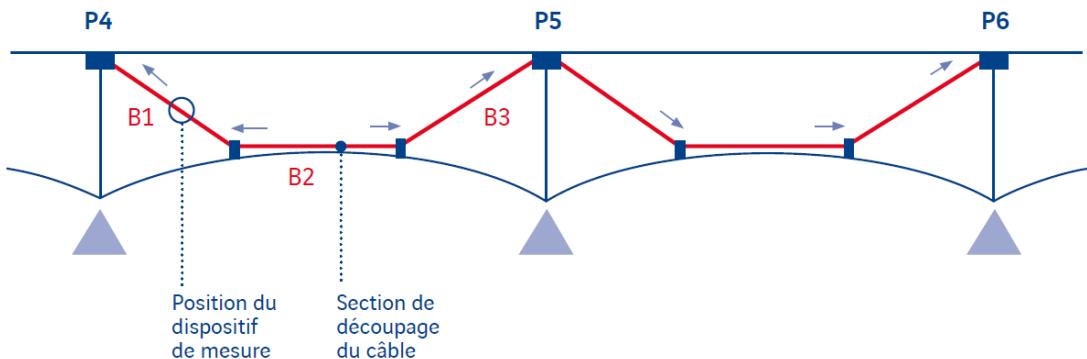


Figure n°8 : configuration du câble démonté ancré sur les piles P4 et P6

Avant les opérations de démontage, un dispositif de mesure Extendo<sup>®</sup> (cf. référence [6] pour la description des caractéristiques du dispositif) a été positionné sur la branche montante vers P4, désignée branche B1, séparée de la section de découpage par un déviateur (6° de déviation / horizontale). Le capteur à jauges de microdéformations, dont la résolution de mesures est de  $0,1 \cdot 10^{-6}$ , a été raccordé à une centrale d'acquisition qui a enregistré les signaux à la cadence de 50 mesures par seconde.

Le graphique des microdéformations enregistrées pendant les opérations de sciage est présenté ci-dessous. Les microdéformations mesurées sont portées en ordonnées, en «  $\mu\text{def}$  ou  $10^{-6}$  », le sens négatif (vers le bas) correspondant à des raccourcissements. En abscisses, le graphique couvre toute la durée du sciage jusqu'à la rupture totale du câble, soit environ 30 secondes.

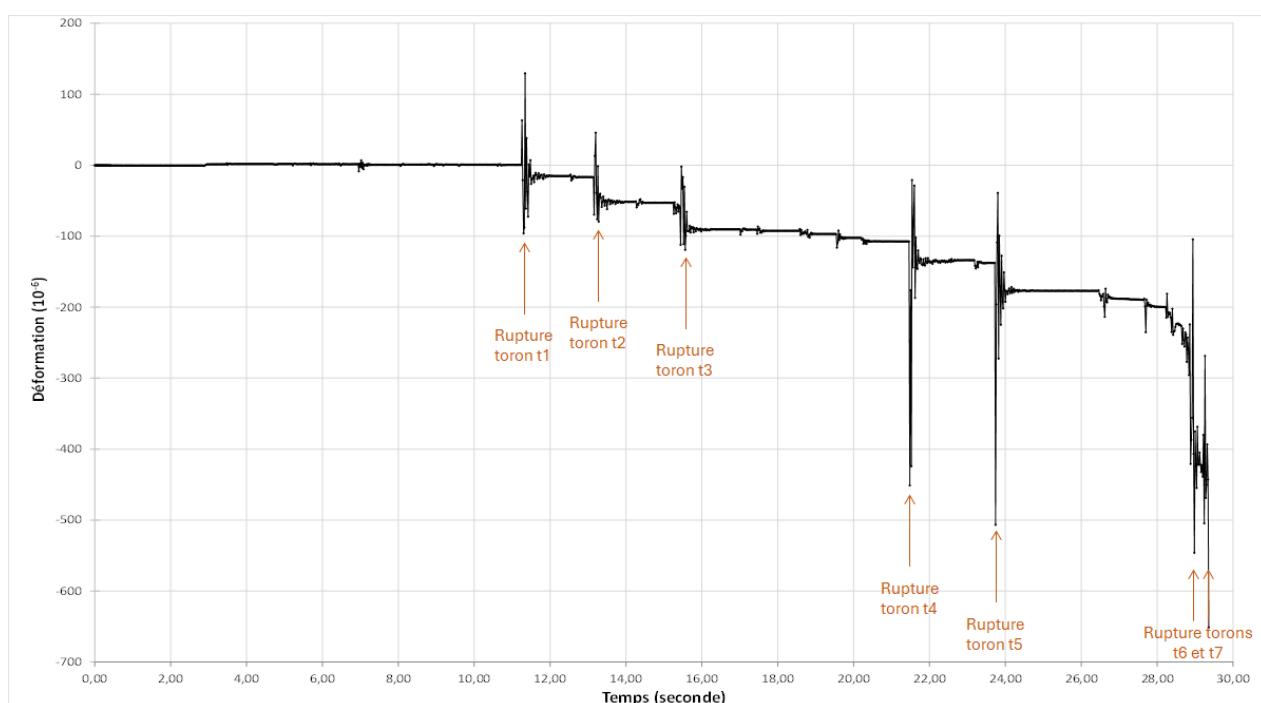


Figure n°9 : enregistrement des microdéformations du câble au niveau de la branche B1

## III.2 Exploitation et interprétation des mesures

Ce graphique est analysé ci-après, au fil des événements qui se sont produits (voir Figure 9) :

- Pendant les 11 premières secondes de sciage, on n'observe quasiment rien, que de petits battements de  $\pm 1.10^{-6}$  au maximum suivis d'un retour au zéro, et qu'il faut se garder d'identifier comme des « raccourcissements de rupture de fil ». Ce sont en fait les signes des « chocs de rupture » survenant dans la branche B2, amortis par le déviateur, et non l'expression de véritables redistributions d'élongations.

Le capteur étant positionné sur la branche B1 (longueur L1) adjacente à la branche tronçonnée B2 (L2), il ne sera pas concerné par les redistributions d'élongations du câble tant que la diminution de l'effort ( $F_1-F_0$ ) dans la branche B2 sera insuffisante pour « outrepasser » les frottements dans le déviateur intermédiaire, et permettre ainsi le glissement de la gaine PEHD au droit de celui-ci.

Dans cette première phase, en zoomant sur le graphique des enregistrements, on peut noter un nombre de 17 ressauts, qu'on reconnaît comme étant les signes d'au moins 17 ruptures de fils individuelles (car plusieurs fils auraient pu se rompre dans le même 1/50<sup>ème</sup> de seconde).

- Après 11,5 secondes de sciage, apparaît le premier incrément important d'élongation, d'une valeur de  $-16.10^{-6}$ . Il est attribué à la rupture du premier toron t1. A partir de cette rupture, on pourra considérer que les frottements aux deux déviateurs encadrant la branche B2 (même déviation angulaire de 6°) sont insuffisants pour s'opposer à la redistribution des élongations ultérieures sur les branches adjacentes B1 et B3. La longueur totale L concernée par la redistribution des microdéformations va donc passer de (L2) à (L1+L2+L3) soit, dans le cas présent, de 43 m à  $35+43+35 = 113$  m.
- Après la rupture de t1, on assiste à une alternance de ruptures de fils et de ruptures de torons. Chaque rupture est accompagnée de quelques battements rapidement amortis, mais nettement visibles du fait de la cadence d'acquisition de 50 Hz.

L'amplitude des battements est faible pour les fils, à l'image des 17 « ressauts » observés en première phase. Elle est en revanche très importante pour les torons, jusqu'à un « pic » de raccourcissement de plus de  $300.10^{-6}$  lors de la rupture du toron t5. Après ces battements fugaces, la déformation se stabilise vite sur un palier horizontal. L'incrément de raccourcissement attribué à l'armature rompue est obtenu en faisant la différence de hauteur des paliers enregistrés avant/après la rupture.

**Fils** : jusqu'à la rupture totale du câble, on peut identifier une vingtaine de ruptures de fils individuels. Les raccourcissements sont « distinguables », d'amplitude significative et donc mesurables pour 8 ruptures de fils :  $1,4/1,4/0,6/1,7/4,5/5,6/4,8/3,8.10^{-6}$ , soit en moyenne  $3,0.10^{-6}$ .

**Torons** : après la rupture de t1 ( $16,0.10^{-6}$ ), survenue à +11,5", on observe successivement :

- Rupture de t2 (à 13,5") :  $35,0.10^{-6}$
- Rupture de t3 (à 15,5") :  $37,2.10^{-6}$
- Rupture de t4 (à 21,5") :  $26,6.10^{-6}$
- Rupture de t5 (à 24,0") :  $39,4.10^{-6}$

Les élongations provoquées par les ruptures des torons t2 à t5 sont assez peu dispersées avec une moyenne qui s'établit à  $34,6.10^{-6}$ . C'est plus du double de la valeur mesurée pour t1. On peut donc penser qu'une part importante de la « redistribution des déformations vers B1 lors de la rupture du toron t1 » est restée bloquée dans le déviateur. On estimera ainsi qu'il aura fallu la rupture de 23 fils (17 dispersés + les 6 premiers de t1) pour que la tension dans la branche tronçonnée chute suffisamment et pour que les forces de frottement au déviateur puissent être dépassées : à partir de ce moment, la gaine PEHD est sensée pouvoir glisser dans le déviateur.

- Les ruptures de fil se précipitent ensuite, pour une rupture totale du câble juste après la rupture quasiment simultanée de t6 et t7, à environ 29,0", soit après la rupture de 7 torons. S'y ajoutent probablement un certain nombre de fils déjà cassés et appartenant aux 12 autres, mais qu'il est impossible de dénombrer.

Le cumul des raccourcissements enregistrés pour la rupture de 7 torons (et quelques fils) dépasse alors  $500 \cdot 10^{-6}$ , à comparer à la déformation élastique évaluée avant découpe, soit 0,6% ou  $6000 \cdot 10^{-6}$ .

On peut en déduire l'ordre de grandeur des contraintes dans le câble après la rupture des 7 torons :

- en zone courante :  $1200 \times (6000-500) / 6000 = 1100 \text{ MPa}$ ,
- dans la section tronçonnée :  $1100 \times 19 / (19-7) = 1740 \text{ MPa}$  « au moins », car quelques fils n'appartenant pas aux 7 torons cassés étaient peut-être déjà coupés.

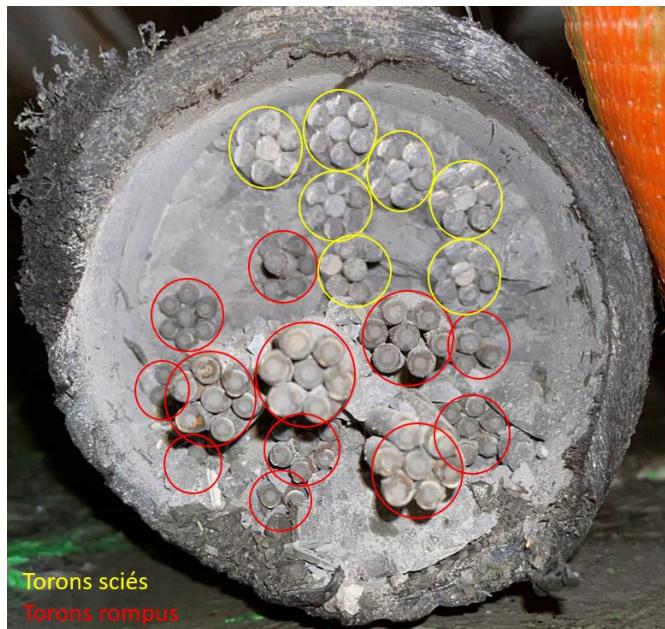


Figure n°8 : vue de la section sciée du câble 19T15 [en jaune, les 7 torons sciés ; en rouge, les torons rompus]

### III.3 Principaux enseignements de l'expérimentation

Sur le plan sécuritaire, les mesures réalisées lors de la dépose du câble du pont de l'Île de Ré nous rappellent que la rupture spontanée d'un câble peut survenir après une proportion relativement faible de torons cassés, les risques devenant grands à compter du tiers de la totalité des torons d'un même câble.

Du point de vue de la surveillance de câbles par métrologie, on retiendra qu'il est impératif, si l'on veut identifier les premières ruptures de fil ou de toron par la mesure des raccourcissements, de positionner un dispositif de mesure dans la branche du câble où elles sont susceptibles de se produire. Si le capteur est situé dans une branche adjacente, les frottements aux déviateurs sont généralement suffisants pour empêcher l'extension des redistributions à cette branche, et les raccourcissements qu'on cherche à mesurer restent dès lors cantonnés à la branche de rupture.

L'ordre de grandeur des raccourcissements à mesurer en zone courante lors de la rupture d'un fil ou d'un toron survenant dans une « branche de 43 mètres d'un 19T15 tendu à 1200 MPa », est :

- de « quelques  $10^{-6}$  » pour un fil (en moyenne  $3 \cdot 10^{-6}$  pour 8 fils cassés du câble de Ré),
- de « quelques dizaines de  $10^{-6}$  » pour un toron (en moyenne  $35 \cdot 10^{-6}$  pour 4 torons de ce même câble).

Rappelons ici que l'amplitude totale des raccourcissements juste avant que survienne la rupture du câble a été évaluée à environ  $500 \cdot 10^{-6}$ . Le calcul final qui est fait à partir de cette valeur aboutit à une évaluation

très plausible des contraintes régnant dans le câble juste avant sa rupture : 1100 MPa en zone courante, 1740 MPa au voisinage de la découpe.

## IV. LA MISE EN ÉQUATION ET LE MODÈLE MATHÉMATIQUE

### IV.1 Principe

En s'appuyant sur les résultats des mesures expérimentales, nous avons entrepris l'élaboration d'un outil de calcul prévisionnel des redistributions d'élongations, applicable à tous les types, tensions et géométries de câblage, basé sur « l'équation des déformations ».

L'équation des déformations exprime le fait que la longueur totale du câble n'a pas changé, bien que la rupture ait causé une redistribution des déformations par zone : les « fortes » élongations en zones de Rupture et de Ré-ancrage ont été nécessairement équilibrées par de « faibles » accourcissements en zones Courantes.

La seule inconnue de l'équation est l'effort final  $F$  dans le câble. L'équation comprend, par ailleurs, d'autres paramètres qu'il convient de renseigner le plus précisément possible.

### IV.2 Paramètres de l'équation des déformations

Tous les paramètres d'influence ont été introduits dans l'équation, des plus simples à renseigner (mécaniques et géométriques) aux plus incertains (comme les longueurs de ré-ancrage), de manière à pouvoir modéliser les effets des ruptures successives dans un câble pour toutes les configurations de précontrainte extérieure rencontrées sur les ouvrages existants.

#### Caractéristiques du câble

$t$	Nombre d'armatures non rompues avant la prochaine rupture
$F_0$	Force dans le câble avant rupture
$F_1$	Force dans le câble après rupture
$S$	Section d'acier avant rupture
$S^{*(t-1)}/t$	Section d'acier après rupture
$hc^*S$	Section homogénéisée/acier, en compression
$ht^*S$	Section homogénéisée/acier, en traction ( $ht=1$ si le coulis est fissuré)

#### Géométrie du câblage

$L$	Longueur totale de la branche du câble Au fil des ruptures successives, la tension diminue graduellement dans la branche où se produisent les ruptures. La redistribution des déformations ne concerne que cette seule branche de longueur ( $L_i$ ) tant que la baisse de la tension restera inférieure à la capacité d'équilibrage par les forces de frottement aux déviateurs qui délimitent la branche. Au-delà, l'une ou les deux branches adjacentes seront également concernées, avec une longueur effective de redistribution passant de ( $L_i$ ) à ( $L_i + L_{i+1}$ ), voire ( $L_{i-1} + L_i + L_{i+1}$ ). Les valeurs successives prises par la longueur de câble $L$ concerné par la redistribution des microdéformations après dépassement des déviateurs sont notées $L_1, L_2, L_3, L_4$ .
$\Sigma(\alpha)$	Somme cumulée des angles de déviation $\Sigma(\alpha)$ à dépasser pour passer successivement de $L_1 \Rightarrow L_2, L_2 \Rightarrow L_3, L_3 \Rightarrow L_4$
$f$	Coefficient de frottement entre la gaine PEHD et le déviateur

Les angles de déviation et le coefficient de frottement  $f$  permettent de déterminer, en pourcentage, par la formule de Cooley, le seuil au-delà duquel la redistribution saute un déviateur.

## Longueur de ré-ancrage d'un toron

$l_r$  Longueur de ré-ancrage du toron dans le coulis, tendue par la rupture

$L-l_r$  Longueur courante, comprimée par la rupture

La longueur de ré-ancrage  $l_r$  constitue le paramètre le plus incertain à introduire dans les calculs, car il est lui-même influencé par des caractéristiques non maîtrisables : il dépend à l'évidence de la force à ré-ancrer, donc de la contrainte  $\sigma_0$  avant rupture, mais aussi de l'endommagement du coulis de ré-ancrage, qui ne peut que s'accroître au fil des ruptures.

Nous avons pris le parti de nous appuyer sur des essais réalisés dans les années 2000 par le CETE de Lille sur un VIPP démolie de l'autoroute A7 et transposé les résultats obtenus sur câbles CO2 aux torons T15. Passant ici sur les détails de cette étude, nous en avons conclu, en première approche, que la « capacité de ré-ancrage » d'un T15 dans un coulis pouvait grossièrement aller de 15 kN par mètre linéaire de toron pour un coulis médiocre à 30 kN/ml pour un bon coulis.

Cette dernière valeur correspond, pour un toron T15 sous 1200 MPa, à une longueur de ré-ancrage de 6 mètres, et donc à une distance-entre-bouts de 36 mm, valeurs qui ne sont pas très éloignées de celles qui ont été mesurées sur le viaduc d'Echinghen. On remarquera cependant que les capacités de ré-ancrage d'un coulis pourraient se montrer meilleures pour les torons plus confinés du 2<sup>ème</sup> lit (du paquet de 19) mais que, en revanche, elles pourraient être moins bonnes pour le premier lit d'un 12T15.

## IV.3 Equation des déformations

A chaque rupture d'armature, fil ou toron, la force dans le câble passe de  $F_0$  à  $F_1$ , avec  $F_1 < F_0$ .

On écrit que l'allongement total du câble n'a pas changé, en considérant que l'inconnue de l'équation des déformations est l'effort  $F_1$  après la rupture de la prochaine armature.

En utilisant les notations du chapitre précédent et en posant :

$\Delta\epsilon_r$  variation de déformation sur  $l_r$

$\Delta\epsilon_c$  variation de déformation sur ( $L-l_r$ )

l'équation s'écrit :

$$(\Delta\epsilon_r \cdot l_r) + (\Delta\epsilon_c \cdot (L - l_r)) = 0 \quad [\text{Equation E1}]$$

Soit en remplaçant  $\epsilon$  par  $\frac{F}{E_S}$  :

$$\left( \frac{F_1}{\left( h_t \cdot E_S \left( \frac{t-1}{t} \right) \right)} - \frac{F_0}{\left( h_t \cdot E_S \left( \frac{t}{t} \right) \right)} \right) \cdot l_r + \left( \frac{F_1 - F_0}{h_c \cdot E_S} \right) \cdot (L - l_r) = 0$$

En multipliant par  $\left( \frac{h_t \cdot E_S}{l_r} \right)$ , l'équation se simplifie :

$$\left[ \left( F_1 \cdot \frac{t}{t-1} \right) - F_0 \right] + \left[ \frac{h_t}{h_c} \cdot \frac{L - l_r}{l_r} \cdot (F_1 - F_0) \right] = 0$$

et  $\lambda$  en posant  $h = \frac{h_t}{h_c}$  et  $\lambda = \frac{L - l_r}{l_r}$ , il vient :

$$\left[ \left( F_1 \cdot \frac{t}{t-1} \right) - F_0 \right] + [\lambda h \cdot (F_1 - F_0)] = 0 \rightarrow F_1 \left( \frac{t}{t-1} + \lambda h \right) = F_0 (1 + \lambda h)$$

et finalement :

$$\frac{F_1}{F_0} = \frac{\left( 1 + \lambda h \right)}{\left( \frac{t}{t-1} + \lambda h \right)} \quad [\text{Equation E2}]$$

En remodelant l'équation E2, on peut exprimer la diminution relative de la force dans le câble lors de la rupture d'une seule armature par la relation suivante :

$$\frac{F_1 - F_0}{F_1} = \frac{-1}{(t-1).(1+\lambda h)} \quad [\text{Equation E3}]$$

Les nouvelles contraintes qui apparaissent dans les armatures en zone courante et en zone de rupture sont alors :

$$\sigma_c = \frac{F_1}{s} \quad \text{et} \quad \sigma_r = \sigma_c \cdot \frac{t}{t-1}$$

## IV.4 Application sur un câble du pont de l'Île de Ré

### A. Rupture du premier toron

Les diverses formules permettant de recalculer les contraintes et déformations dans un câble, après un nombre quelconque de ruptures de fils et torons, ont été introduites dans un solveur sous Excel où sont également renseignés les différents paramètres de configuration, comme indiqué ci-avant.

L'état des contraintes et déformations dans le câble est recalculé séquentiellement après chaque rupture, car les ruptures de fils et de torons sont supposées consécutives et non simultanées. La rupture des 6 premiers fils est considérée comme une « étape intermédiaire de la rupture d'un toron », la séquence répétitive des événements modélisés étant systématiquement constituée de 6 ruptures de fil suivies d'une rupture de toron, par son 7<sup>ème</sup> fil.

Configuration du câble		Evolution en zone Courante					Evolution en zone des Ruptures				
Fils ou torons c [Nombre]	Acier t-c [Nombre]	Acier $\sigma_0$ [MPa]	Acier $\sigma_C$ [MPa]	Acier $\Delta\sigma_C$ [%]	Mesures attendues $\Delta\varepsilon_C$ [10-6]	Coulis $\sigma_C$ [MPa]	Coulis $\sigma_R$ [MPa]	Acier $\sigma_R$ [MPa]	Acier $\Delta\sigma_R$ [%]	$\sigma_R / \sigma_{max}$	
1	132	1 200,0	1 199,5	-0,04	-2,5	-2,5	-0,1	1,1	1 209	0,7	0,683
2	131	1 199,5	1 198,9	-0,09	-5,5	-3,0	-0,1	2,2	1 217	1,4	0,688
3	130	1 198,9	1 198,2	-0,15	-9,0	-3,5	-0,2	3,2	1 226	2,2	0,693
4	129	1 198,2	1 197,4	-0,22	-13,1	-4,1	-0,3	4,3	1 235	2,9	0,697
5	128	1 197,4	1 196,4	-0,30	-17,7	-4,6	-0,4	5,4	1 243	3,6	0,702
6	127	1 196,4	1 195,4	-0,38	-23,0	-5,3	-0,6	6,5	1 252	4,3	0,707
1	18	1 200,0	1 189,4	-0,88	-52,9	-29,9	-1,3	6,9	1 256	4,6	0,709

Figure n°9 : listing de résultats issus du modèle de calcul (application au câble 19T15 du pont de Ré)

L'extrait du modèle de calcul du câble déposé du pont de l'Île de Ré (cf. Figure 9) montre l'évolution des contraintes et des déformations dans le câble, selon leur localisation (zone Courante, chiffres en bleu & zone des Ruptures, chiffres en rouge) après la rupture, fil après fil, des 7 fils d'un premier toron.

### Contraintes $\sigma_C$ dans les armatures en zone Courante

Elles diminuent progressivement, mais très faiblement, passant d'une contrainte initiale de 1200 MPa à 1189 MPa (-0,9%).

### Contraintes $\sigma_R$ dans les armatures et le coulis dans la zone des Ruptures

- En zone des Ruptures, les contraintes dans les armatures augmentent plus rapidement qu'elles ne décroissent en zone Courante ( $\lambda$  fois plus vite) pour atteindre 1256 MPa (+4,6%) après 7 ruptures de fil. La colonne «  $\sigma_R/\sigma_{max}$  » permet de surveiller le risque de rupture totale, encore très limité après la rupture du premier toron.

- Dans le coulis, la contrainte de traction croît très vite, pour atteindre 6,9 MPa au 7<sup>ème</sup> fil rompu. Pour les ruptures suivantes, il ne faudra plus compter sur la résistance en traction du coulis, et donc ramener la valeur du « coefficient d'homogénéisation » ht à 1,00 pour les calculs qui suivent.

### **Microdéformations du câble en zone courante**

Les raccourcissements générés par les ruptures successives des fils 1 à 6 vont de  $2,5 \text{ à } 5,3 \cdot 10^{-6}$  et, lorsque le toron rompt, le raccourcissement de la zone courante est de  $30 \cdot 10^{-6}$ .

#### **B. Vers la rupture totale**

Le calcul peut se poursuivre selon la même procédure pour calculer les raccourcissements produits par la rupture des torons suivants, en veillant à corriger certains paramètres lorsque nécessaire :

- le paramètre ht est ramené à 1,00 dès la rupture du premier toron,
- la longueur de redistribution L1 (43 m) est changée en L2 (113 m) après la rupture du 2<sup>ème</sup> toron, car  $(F_1 - F_0) / F_0$  (ou  $\Delta\sigma_C\%$  du tableau) est alors tombée à -1,7%, valeur inférieure à la capacité de reprise par les frottements aux déviateurs 1 et 2 (-1,6%).

Dans le tableau ci-après sont présentées les contraintes  $\sigma_R$  calculées après la rupture des torons t6, t7, t8 et t9 dont on rappelle qu'ils sont de la classe 1770.

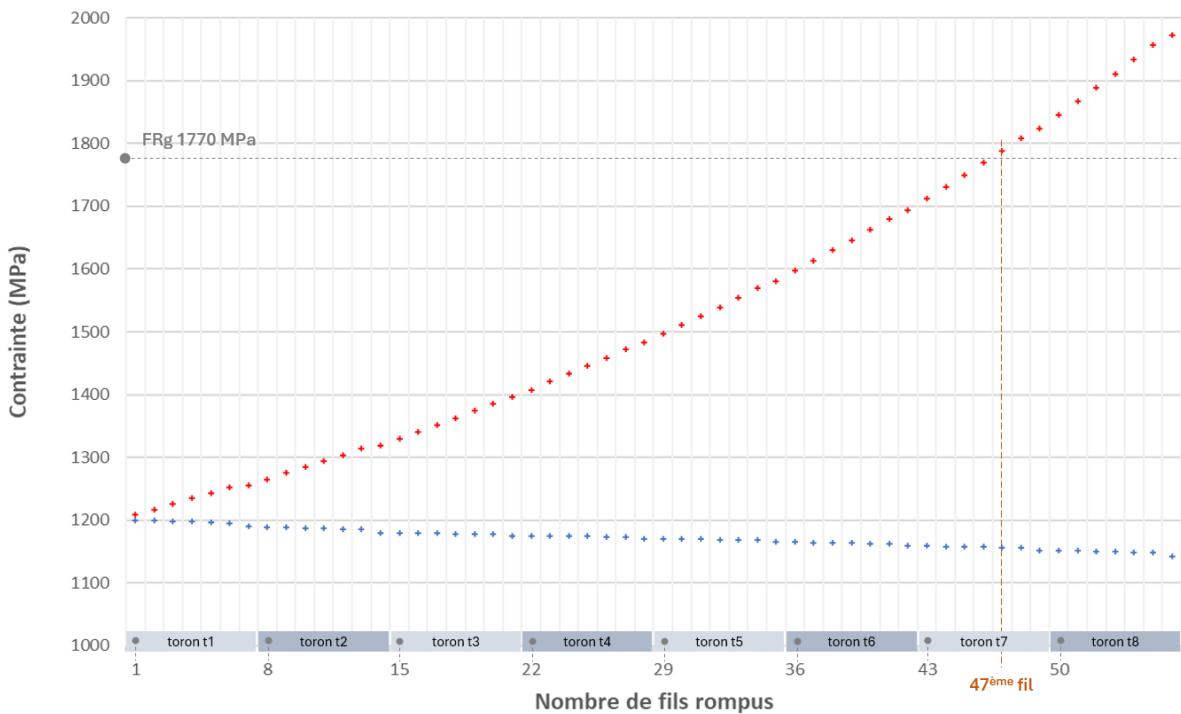
Contrainte $\sigma_R$ (MPa) en zone R en prenant pour valeur de L :	Ruptures successives des torons t6 à t9			
	t6	t7	t8	t9
L = L1 = 43 m constant	1648	1759	1887	2034
L = L1 => L2 = 113 m après rupture de t2	1694	1824	1973	2154

**Tableau n°2 : évaluation de la contrainte  $\sigma_R$  (MPa) en zone R après la rupture des torons t6 à t9**

Cette comparaison montre bien que, toutes choses égales par ailleurs, les câbles de grande longueur sont susceptibles de casser plus vite que les câbles courts, la valeur de  $\lambda = (L - l_r) / l_r$  étant plus défavorable.

Rappelons aussi que la rupture totale du câble déposé s'est produite spontanément juste après la rupture quasi-simultanée des torons t6 et t7, ce que le modèle mathématique permet de prédire lorsque les paramètres sont correctement réglés.

Le graphique ci-dessous compare l'évolution des contraintes calculées  $\sigma_C$  et  $\sigma_R$  jusqu'à la huitième rupture de toron pour le 19T15 déposé du pont de l'Île de Ré.



**Figure n°10 : évolution des contraintes en zone Courante (bleu) et en zone de Rupture (rouge) dans un câble 19T15 du pont de Ré en fonction du nombre de fils rompus**

## V. CONCLUSIONS

L'effet mécanique d'une rupture d'armature dans un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment consiste essentiellement en une redistribution des élongations et contraintes le long du câble, avec l'apparition de faibles allongements dans la zone de rupture, compensés par des raccourcissements plus faibles encore dans la zone courante.

Les constats et mesures réalisés à l'occasion de la dépose de câbles 19T15 sur le viaduc d'Echinghen et le pont de l'Île de Ré ont permis de mettre au point un modèle mathématique générique du comportement mécanique d'un câble lors de la rupture d'une de ses armatures.

Cet outil - *applicable à tous les types, tensions et géométries de câblage* - est utile d'une part pour évaluer la sécurité d'un câble à la rupture, et d'autre part pour préparer l'instrumentation d'un câble en vue de sa surveillance métrologique, basée sur la mesure des raccourcissements brusques qui surviennent lors de la rupture d'armatures. Il importe en effet, pour éviter des erreurs dans l'identification des événements détectés, d'évaluer préalablement l'ordre de grandeur des raccourcissements dus à une rupture de fil et à une rupture de toron.

Sur le plan sécuritaire, les expérimentations menées nous rappellent que la rupture spontanée d'un câble peut survenir après une proportion relativement faible de torons cassés, les risques devenant grands à compter du tiers de la totalité des torons d'un même câble.

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] La précontrainte extérieure. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics – Béton 219, Virlogeux M. (1983)
- [2] Durability of post-tensioning tendons. FIB Bulletin 15 (2001)
- [3] La pérennité du béton précontraint. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, B. Godart (2014)
- [4] Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure, Cerema Note d'Information OA n°03 (2018)
- [5] Mechanical impact of wires break in grouted external prestressing tendon. Academic Journal of Civil Engineering, Jonas Aparicio et al. (2023)
- [6] Nouvelle méthode de détection des ruptures d'armatures dans les câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment. AFGC Colloque Câbles 2025

# Passerelles Causeway: défi d'intégration d'un système de gaine et LED en 2 parties et impact aérodynamique

MAILLET V.<sup>1</sup>, FLAMAND O.<sup>2</sup>, TOTH M.<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Freyssinet International et Cie, vincent.maillet@freyssinet.com

<sup>2</sup> CSTB, olivier.flamand@cstb.fr

<sup>3</sup> Freyssinet International et Cie, miklos.toth@freyssinet.com

---

## Résumé

Le projet *Causeway Pedestrian and Cyclist Bridge* est une initiative ambitieuse visant à créer deux ponts à haubans emblématiques dédiés aux piétons et cyclistes, traversant la rivière Swan à Perth, en Australie-Occidentale. Ces structures deviendront des repères majeurs pour la région, renforçant à la fois la connectivité urbaine et l'attrait architectural du site.

Sous la direction de la Causeway Link Alliance, Freyssinet a été sollicité pour concevoir et installer un système novateur de haubans, intégrant des unités d'éclairage LED architecturales directement dans les conduits des haubans. Bien que Freyssinet dispose d'une expérience significative dans la mise en place de haubans sur des ponts australiens, ce projet a présenté des défis techniques uniques liés à l'intégration des LEDs.

Pour accueillir les LEDs, le profil de section transversale conventionnel a dû être ajusté. Ces modifications ont été rigoureusement testées en soufflerie pour garantir des propriétés aérodynamiques optimales et une stabilité face aux vents dominants.

Une maquette a été développée pour évaluer la faisabilité de l'installation et de la maintenance des LEDs. Cela a permis de définir une méthodologie pratique pour leur remplacement, en anticipant les contraintes liées à leur positionnement dans les conduits des haubans.

L'intégration de l'éclairage architectural a également pris en compte la durabilité et la facilité d'entretien, assurant que l'infrastructure reste fonctionnelle et esthétiquement marquante sur le long terme.

Ce projet illustre l'alliance réussie entre l'ingénierie et le design architectural, renforçant le rôle des infrastructures comme éléments identitaires d'une région. En combinant innovation et technicité, les ponts Causeway promettent de devenir des symboles de Perth, tout en offrant un espace sûr et agréable pour les piétons et cyclistes.

## I. CONTEXTE & OBJECTIFS

Le projet se situe à Perth, en Australie-Occidentale, et vise à améliorer la séparation entre les usagers du sentier et la circulation routière. Pour ce faire, deux ponts seront construits le long de l'axe routier principal, créant un sentier partagé de 6 mètres de large. Ce nouveau parcours reliera le rivage du parc Victoria à l'île Heirisson ainsi qu'au quartier central des affaires de Perth, à Point Fraser.

Cette nouvelle infrastructure deviendra une porte d'entrée emblématique vers East Perth, attirant davantage de visiteurs dans le quartier. Elle offrira une destination unique pour profiter de la rivière Swan, mise en valeur par un système d'éclairage novateur et spectaculaire, jamais vu auparavant dans la région.



Figure n°3 : Passerelle piétonne

En outre, le projet répondra aux besoins des quelque 3 000 piétons et cyclistes qui empruntent actuellement le Causeway Bridge, une infrastructure vétuste et exiguë, inadaptée à une ville en pleine expansion. Ces nouveaux ponts offriront un itinéraire plus sûr, plus pratique et mieux adapté aux exigences de mobilité moderne.

À huit mois du début de la phase d'installation des haubans, le projet initialement conçu avec des haubans standards à torons parallèles a évolué pour intégrer une innovation remarquable. L'objectif a été désormais de faire de cet ouvrage un modèle architectural emblématique en Australie, en équipant ses haubans d'un système lumineux innovant.

Les ponts ne sont pas seulement des structures fonctionnelles reliant des rives ou franchissant des obstacles. Ce sont également des symboles forts, souvent perçus comme des repères visuels. Grâce à un éclairage soigneusement conçu, ils peuvent sublimer le paysage nocturne et devenir des marqueurs identitaires pour une ville ou une région tout entière.

Pour aboutir à une proposition architecturale satisfaisante les équipes Freyssinet ont de nouveau innové pour valider des contraintes techniques fortes et rattrapé un planning de construction bien lancé avec des haubans en cours d'installation.

L'utilisation actuelle des systèmes lumineux comporte les difficultés suivantes :

- Greffées sur les haubans, les LED créent des protrusions entraînant une modification importante des caractéristiques aérodynamiques des gaines,
- Conçus dès l'origine du projet ces systèmes peuvent être intégrés lors du montage initial du hauban.

Les enjeux sont donc multiples par rapport à cet état de l'art :

- Proposer une solution intégrée qui peut être rapportée sur des haubans déjà en place,
- Proposer une solution qui modifie faiblement le coefficient de trainée des gaines permettant de maîtriser l'effet de voilure induisant un effort transversal dans la structure,
- Proposer une solution robuste permettant l'intégration de 17 000 unités de LED avec une cadence d'installation rapide pour tenir les délais du projet.

L'intégration des LED sur le projet Causeway Bridge comptaibilise :

- 2000 mètres linéaires de gaine PEHD équipé de LED tous les 30 centimètres
- 17 000 unités de LED intégrées avec 3000 mètres de câblage électrique
- Des unités de hauban 4, 7, 12, 19, 27
- 9 mois de développement, production et acheminement des premiers composants

## II. INNOVATIONS & DEFIS TECHNOLOGIQUES

### II.1 Modification du profil des haubans

Les haubans étant des éléments critiques de l'ouvrage, Freyssinet a pris un soin particulier à développer une technique d'intégration de l'éclairage qui garantisse toutes les caractéristiques de son système de haubans sans impacter l'esthétique de l'ouvrage. Le système d'éclairage intégré linéaire Freyssinet est ainsi entièrement intégré au fourreau des haubans reconstitué avec une section quasi circulaire en demi-coques intégrant les LED autour du hauban dont la gaine principale est cylindrique.

L'intégration du système d'éclairage des haubans offre les avantages suivants :

- Une esthétique répondant au souhait architectural d'une telle structure,
- Une installation du système de LED permettant son installation en dehors du chemin critique de la construction et du haubanage,
- Une intégration sur mesure avec le choix technologique du système de LED par le client,
- Une préservation des caractéristiques aérodynamiques du fourreau des haubans Freyssinet,
- Une durabilité du système d'éclairage protégé de l'environnement.



Figure 14 Gaine avec éclairage LED intégré

La compatibilité entre le système d'éclairage intégré Freyssinet et son système de haubans a été minutieusement vérifiée pour permettre à Freyssinet de fournir une solution sur les passerelles piétonnes et cyclistes de Perth Causeway avec une méthodologie d'installation spécifique en raison des contraintes de planification.

Chaque hauban des passerelles piétonnes et cyclistes de Perth Causeway est équipé d'un fourreau intégré à LED de typologie identique. L'intégration consiste en la combinaison de modules LED définis par le Client et du support de gaine demi-coque Freyssinet développé avec un boîtier spécifique pour s'adapter aux dimensions du module LED. Le support de gaine demi-coque permet une installation décalée du système LED et du système de hauban.

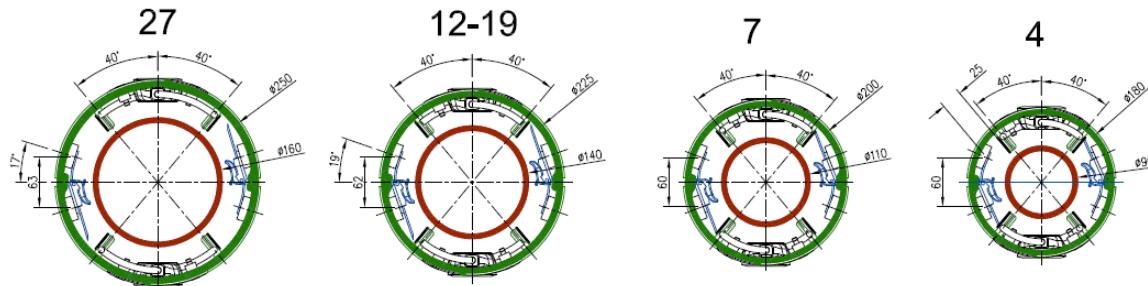


Figure 15 Section de gaine autour du hauban avec LED intégré

L'intégration du système sur les deux ponts offre les mêmes fonctionnalités :

- Supporter et fixer le module LED,
- Stabiliser le hauban pour les vibrations induites par la pluie et le vent ou le galop
- Coulisser sur la gaine intérieure en PEHD pour faire face aux dilatations thermiques,
- Assurer la possibilité de remplacement individuel du module LED,

## **II.2 Conception d'un système durable et facilement maintenable.**

La gaine externe est constituée de deux demi-coques en polyéthylène haute densité (PEHD), conforme aux caractéristiques fib89 [1], avec une connexion mécanique longitudinale (clips).

Le polyéthylène haute densité offre une combinaison de propriétés physiques, chimiques, mécaniques, thermiques et électriques exceptionnelles que l'on ne trouve dans aucun autre thermoplastique. Le polyéthylène haute densité offre une excellente résistance aux solvants organiques, aux agents dégraissants et aux attaques électrolytiques.



**Figure 16 Densité de LED sur les haubans, 1 / 30 cm**

La gaine est composée de segment d'une longueur définie permettant l'installation a posteriori sur le hauban existant. Celle-ci sont reliées par une section radiale soudée bout à bout. Chaque hauban est constitué d'un nombre N de segments standard + un segment complémentaire spécial pour l'extrémité supérieure et inférieure. Les segments sont soudés ensemble pour former la longueur souhaitée du hauban avec un montage incrémental des demi-coques progressivement assemblées.

Le conduit extérieur couvre les fonctionnalités suivantes :

- Assurer le support des LED et encapsuler le câblage des LED,
- Entretoises intégrées pour maintenir un espace constant entre le conduit intérieur et le conduit extérieur,
- Assurer la stabilité aérodynamique du câble,
- Excellente durabilité,
- Code RAL 7035 gris clair.

## **III. ESSAIS DE VALIDATION ECHELLE 1 :1**

Plusieurs phases d'essai ont jalonné le projet de développement de cette intégration de LED.

Lors de la Phase 1, des tests minutieux sont réalisés sur des échantillons individuels de conduits en polyéthylène haute densité (PEHD). Ces essais visent à évaluer l'intégration du boîtier et à vérifier sa compatibilité avec le produit LED sélectionné par le client. L'objectif principal de cette étape est de

déterminer la conception optimale permettant d'intégrer et d'assembler efficacement le bloc LED, tout en affinant les détails techniques nécessaires pour aboutir à la conception finale du boîtier LED.

Cette phase joue un rôle clé dans la validation initiale des composants et l'optimisation des paramètres pour garantir des performances et une durabilité maximale du produit final.

Lors de la Phase 2, des tests à grande échelle sont réalisés sur un système de câbles de haubanage intégrant des prototypes de gaines en polyéthylène haute densité (PEHD) et un système LED. Ces essais permettent d'évaluer l'intégration globale des différents composants, la procédure de travail, ainsi que les étapes de contrôle associées.

L'objectif principal de cette phase est de qualifier les performances de la solution finale tout en validant les processus liés à l'installation, au remplacement et à la maintenance du système. Un rapport de conclusion sera produit à l'issue de cette étape, fournissant une évaluation complète et conduisant à l'élaboration d'une déclaration finale de méthode de travail pour l'installation.

Cette étape est cruciale pour assurer la fiabilité, l'efficacité et la durabilité de la solution intégrée, tout en répondant aux exigences pratiques et opérationnelles du projet.

### **III.1 Maquette de contrôle de conception**

La maquette de contrôle de conception permet de valider, d'optimiser et de vérifier les choix techniques et esthétiques de l'intégration de LED avant sa mise en œuvre complète. Cette phase a été particulièrement utile pour détecter les incohérences, tester l'intégration des composants, et évaluer la faisabilité des solutions envisagées. L'aboutissement de cette phase a permis de créer un échantillon d'un mètre de long intégrant la conception du module avec sa finition, validé par le Client.



Figure 4 Modules LED avec leur capotage

### **III.2 Maquette de contrôle de l'intégration**

La maquette de contrôle d'intégration permet de tester l'interaction et la compatibilité des différents sous-systèmes ou composants du hauban éclairé dans des conditions proches de l'utilisation réelle. Cette maquette a été essentielle pour s'assurer que les éléments fonctionnent ensemble de manière harmonieuse et répondent aux exigences du projet tant en terme opération pour la phase chantier qu'en terme architectural pour la phase de service.



Figure 5 Contrôle de l'assemblage d'un segment



Figure 6 Contrôle de la maintenance individuelle de LED

#### IV. ESSAI EN SOUFFLERIE

Tout changement de forme d'un hauban, en particulier par l'ajout de protubérances, remet en cause sa stabilité aérodynamique et peut aussi modifier ses coefficients de force. Plusieurs exemples de haubans équipés de boitiers d'éclairage rajoutés en surface et qui se sont mis à vibrer avec de grandes amplitudes ont été reportés dans la littérature. Les boitiers d'éclairage ont dû être démontés rapidement avant que des problèmes de fatigue apparaissent.

La Phase 3 correspond ainsi à des tests en soufflerie pour contrôler le coefficient de traînée du système LED monté sur gaine et caractériser la stabilité, notamment vis-à-vis des vibrations induites par le galop et le phénomène combiné pluie + vent (RWIV).

## IV.1 Mesure d'efforts aérodynamiques moyens

Dans un premier temps la mesure des coefficients de force moyens,  $C_x$  et  $C_y$ , sur une maquette d'une longueur représentative et pour un ensemble d'angles d'attaque du vent permet d'évaluer le risque de galop par l'approche quasi-statique de Den Hartog. On vérifie à cette occasion si la pente du coefficient de portance n'est pas significativement négative pour certains angles d'inclinaison du vent par rapport au hauban [2]. Qui plus est, les coefficients de force ainsi mesurés permettent d'affiner le calcul du comportement de l'ouvrage lorsqu'il est excité par un vent turbulent.

Cette mesure des efforts moyens appliqués par le vent aux haubans est réalisée en condition d'écoulement bidimensionnel, le flux étant homogène sur l'ensemble de la maquette dont les extrémités sont proches de plaques parallèles à l'écoulement. Il est cependant important de reproduire dans le flux incident une légère turbulence afin d'éviter de produire en soufflerie des phénomènes qui n'existeraient pas dans la réalité avec un vent trop uniforme. Le vent naturel est turbulent, pour les essais une grille est placée en amont de la zone d'essais pour générer cette turbulence homogène.

Le dispositif expérimental utilisé est illustré figure 6. Le support d'essai qui sert à la fois à contenir les capteurs de force placés aux deux extrémités du modèle et à assurer la bidimensionnalité du flux est nommé « banc dynamique ». Il permet la rotation précise du modèle autour de son axe principal : on mesure ainsi les efforts pour toute une gamme d'angles d'incidence.

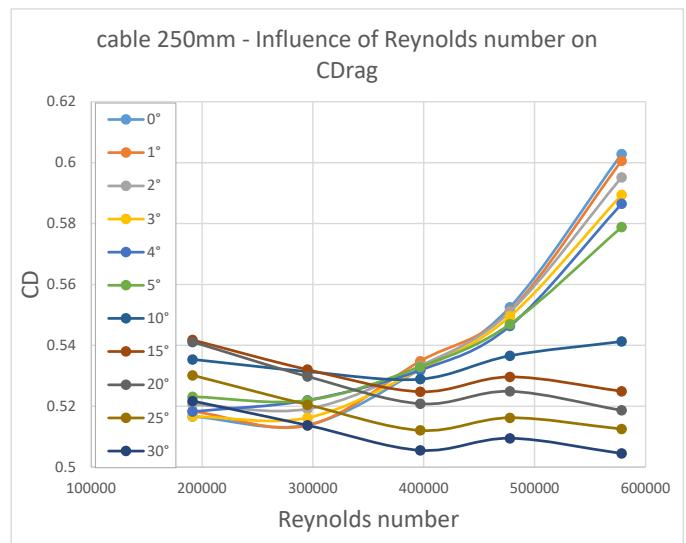


Figure 7 Echantillon de 2.5m en soufflerie - Etude du  $C_x$  sur banc dynamique

Il est très important de reproduire pour ces mesures d'efforts les vitesses réelles rencontrées sur le site de l'ouvrage et de réaliser des modèles d'étude à partir de gaines réelles, avec les vrais matériaux (ici du PEHD obtenu par extrusion).

La première raison tient au fait que les formes proches d'un cylindre à base circulaire sont sensibles à l'effet du nombre de Reynolds. Par leurs dimensions les haubans de pont se trouvent systématiquement dans des conditions d'écoulement différents en fonction de la vitesse du vent : pour les vitesses faibles le régime d'écoulement est dit « sub-critique » alors que pour les vitesses les plus fortes il est en général « super-critique ». Entre les deux le hauban passe par une série d'états intermédiaires (le régime critique) qui donnent naissance par exemple à des efforts de portance (effort vertical perpendiculaire au vent) alors que la forme de la gaine est symétrique. Le champ de pression qui se forme à la surface de la gaine du hauban est donc très différent aux différents nombres de Reynolds, ce qui justifie de réaliser les mesures

aux vitesses réelles avec des modèles à l'échelle réelle. Pour les haubans du Causeway Link deux diamètres de gaine ont été testés, 225mm et 250mm.

Par ailleurs il a été démontré que les petits défauts de circularité des gaines de hauban avaient de grands effets sur les forces aérodynamiques dans la gamme intermédiaire des nombres de Reynolds critiques [3]. Ceci justifie que les mesures soient réalisées avec un véritable échantillon de gaine obtenu par le procédé de fabrication traditionnel et avec le matériau définitif.

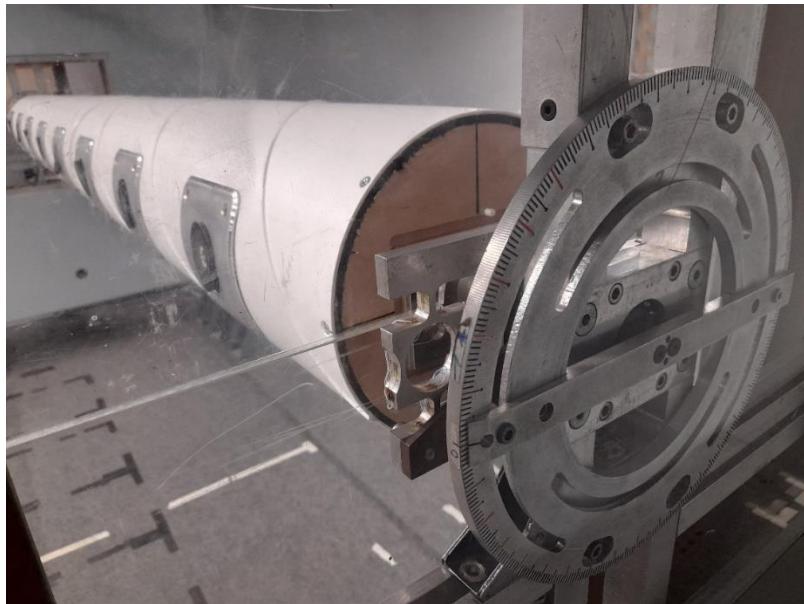


Figure 8 Balance multicomposante utilisée pour la mesure des efforts sur banc dynamique

Ces mesures d'effort ont montré que l'évolution des coefficients de force avec l'angle d'incidence du vent n'était pas favorable, une pente négative marquée du coefficient de portance étant visible pour certains angles, ce qui laisse craindre une possibilité de galop dans certaines configurations.

Une deuxième étape d'essai a alors été déclenchée pour valider la stabilité des haubans vis-à-vis des phénomènes aéroélastiques.

## IV.2 Vérification de la stabilité aérodynamique

Pour ces essais aussi il est important de travailler à l'échelle 1, avec des échantillons de gaines réelles, puisque les imperfections naturelles de la forme du hauban et le nombre de Reynolds associé à la vitesse du vent sont des paramètres qui influencent fortement l'apparition des phénomènes aéroélastiques, détachement tourbillonnaire (ViV), galop sec et instabilité combinée pluie-vent (RWIV). Pour cette dernière instabilité la mouillabilité de la surface avec l'eau de pluie est un paramètre supplémentaire qui ne peut pas être reproduit autrement qu'à l'échelle de la vraie grandeur.

On construit donc un modèle expérimental avec une gaine réelle entourant un tube d'acier permettant d'apporter de la rigidité et de la masse. L'ensemble est suspendu à un système de 3 ressorts permettant de reproduire le mouvement vertical et le mouvement horizontal du hauban, tout au moins sur une portion de celui-ci. C'est donc un modèle « sectionnel » du hauban qui est utilisé, reproduisant le mouvement vertical et horizontal d'une portion de celui-ci, avec une possibilité d'atteindre des amplitudes supérieures à 1 diamètre, pour un amortissement de base très faible.

Dans le cas des haubans du Causeway Link un seul diamètre a été reproduit, 225mm. La longueur du modèle était de 5m, sa masse réglable aux valeurs 35kg/m et 45kg/m. L'amortissement structurel des

deux déplacements était inférieur à 0.1% du critique. La maquette a été inclinée de 25° et 45° par rapport à l'horizontale. Cinq angles d'incidence du vent ont été reproduits. La fréquence des deux mouvements, vertical et horizontal, a été réglée à une valeur identique proche de 1.0Hz.



Figure 9 Montage pour l'étude de la stabilité en soufflerie



Figure 10 Essai en soufflerie climatique Jules Verne - étude de la stabilité

Le même montage a été utilisé à la fois pour étudier le risque de galop, sans pluie, et pour étudier de risque d'excitation combinée pluie-vent. Dans ce dernier cas la reproduction de la pluie impliquait d'utiliser

une soufflerie spécifique, la soufflerie climatique Jules Verne, dont l'objectif est de reproduire tous les paramètres du climat en sus du vent.

La mesure des déplacements a été réalisée par des capteurs laser sans contact afin de ne pas influer sur le très faible taux d'amortissement structurel du montage.

Les analyses ont confirmé l'absence d'excitation sous l'effet combiné de la pluie et du vent. La gaine équipée de LEDs Freyssinet présente une conception optimisée, favorisant la désynchronisation de l'écoulement de l'eau sur la surface supérieure du hauban, ce qui permet d'inhiber efficacement ce phénomène. Il faut rappeler que le filet hélicoïdal présent à la surface des gaines Freyssinet a été élaboré, initialement pour le Pont de Normandie, pour générer cette désynchronisation sans augmenter significativement le coefficient de trainée des gaines. Ici ce filet hélicoïdal est présent et la légère protubérance des systèmes lumineux produit un effet similaire, favorable vis-à-vis du RWIV.

En revanche pour ces conditions d'essais défavorables, avec un amortissement très faible et des fréquences verticales et horizontales identiques, un phénomène de galop est apparu, conduisant à des amplitudes d'oscillation importantes. L'optimisation du système de hauban passera donc par l'application d'un amortissement structurel complémentaire obtenu par des amortisseurs spécifiques sur l'ouvrage. En soufflerie différents niveaux d'amortissement complémentaire ont été testés qui permettent de dimensionner les amortisseurs à proposer au maître d'ouvrage. Un amortissement de 1% du critique permet de repousser la vitesse de galop au-delà des valeurs de vitesse du vent qui peuvent être observées sur le site [4].

On doit noter que dans la réalité les fréquences de vibration verticale et horizontale ne sont pas identiques, ce qui permet généralement d'éviter l'apparition de ce galop d'interaction. Pour le Causeway Link l'ajout d'amortissement complémentaire permet d'assurer au maître d'ouvrage une stabilité à toute épreuve du système de haubanage.

## V. CONCLUSIONS & PERSPECTIVES D'AVENIR

Sur le plan développemental, le projet a démontré une maîtrise avancée des technologies LED et des matériaux, avec une conception sur mesure permettant une parfaite compatibilité entre les boîtiers LED, les gaines en PEHD et les câbles de haubanage. Chaque étape du processus, de la phase de prototypage aux tests grandeur nature, a confirmé la robustesse et la performance du système.

En ce qui concerne la planification, le projet s'est distingué par une coordination précise et une gestion rigoureuse des délais. L'utilisation de maquettes de contrôle d'intégration a permis d'anticiper les éventuels défis techniques et de garantir une installation efficace et sans accroc sur site.

Enfin, sur le plan architectural, ce système LED apporte une valeur ajoutée remarquable en sublimant les haubans et en mettant en lumière leur rôle esthétique et structurel. La combinaison d'une technologie avancée et d'un design élégant a permis de transformer ces éléments fonctionnels en véritables signatures visuelles, renforçant l'identité et l'attrait global de l'infrastructure.

Cette intégration réussie illustre la capacité de Freyssinet à concilier innovation technologique, excellence opérationnelle et impact esthétique dans des projets d'envergure.

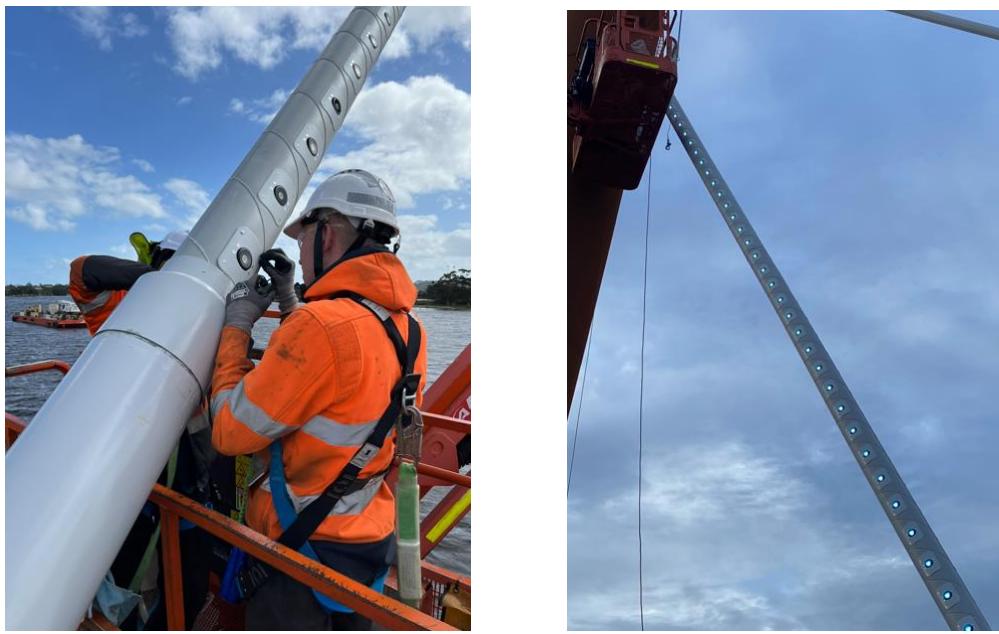


Figure 11 Installation des gaines équipées de LEDs



Figure 17 Ecran HD - pixel 30 cm

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] fib bulletin No. 89. Acceptance of stay cable systems using prestressing steels. Recommendation. ISBN 978-2-88394-130-4, March 2019
- [2] Cheng S, Laroze GL, Savage MG, Tanaka, H. Aerodynamic behaviour of an inclined circular cylinder. *Wind and Structures.* 2003;6 (3), 197–208.
- [3] Benidir A, Flamand O, Gaillet L, Dimitriadis G. Impact of roughness and circularity defect on bridge cables stability. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2015;137, 1–13.
- [4] Macdonald JHG, Laroze G, A unified approach to aerodynamic damping and drag/lift instabilities, and its application to dry inclined cable galloping, *J. Fluids Struct.* 2006; 22 (2), 229–252.

# Etude comparative entre méthodes vibratoires paramétriques et non-paramétriques pour une évaluation non destructive des câbles

**Abdou DIA<sup>1</sup>, Nisrine MAKHOUL<sup>2</sup>, Lamine DIENG<sup>3</sup>, Laurent GAILLET<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> ESTP, 09-11 Rue Sully, 21000 Dijon. adia@estp.fr

<sup>2</sup> ESTP, 09-11 Rue Sully, 21000 Dijon. nmakhoul@estp.fr

<sup>3</sup> Université Gustave Eiffel - Campus de Nantes, Allée des ponts et chaussées - CS 5004, 44344 Bouguenais Cedex. lamine.dieng@univ-eiffel.fr

<sup>4</sup> Université Gustave Eiffel - Campus de Nantes, Allée des ponts et chaussées - CS 5004, 44344 Bouguenais Cedex. laurent.gaillet@univ-eiffel.fr

## Résumé

La détection et l'évaluation précoce des endommagements que peuvent subir des structures du Génie Civil comme les ponts sont essentielles pour prévenir des défaillances et optimiser les efforts de maintenance. Les méthodes vibratoires (ou dynamiques) apparaissent comme des techniques de contrôle non destructif (CND) efficaces pour le contrôle de l'état de santé des ponts d'une manière générale et des câbles en particulier ; ceci en raison de leur « facilité » d'implémentation et de leur sensibilité aux variations du comportement structurel résultant d'un défaut. Dans cette étude, pour la caractérisation de rupture de fils dans des câbles, nous présentons une analyse comparative de deux approches vibratoires de CND : les méthodes paramétriques modales et les méthodes non-paramétriques. Les approches paramétriques modales reposent sur l'interprétation de la variation des paramètres modaux identifiés tels que les fréquences naturelles, les déformées modales et/ou les amortissements d'une structure. Quant aux méthodes qualifiées de non-paramétriques, elles impliquent l'identification de paramètres caractéristiques des signaux « bruts » enregistrés ; lesquels paramètres sont issus de modèles mathématiques ou statistiques comme les modèles de séries temporelles. Après une revue bibliographique et une classification de ces méthodes dynamiques, les données recueillies lors d'essais effectués sur des câbles ont été analysées selon ces deux approches vibratoires susmentionnées. Nous évaluons ensuite leurs performances en termes de sensibilité à la caractérisation des ruptures de fils dans les parties courantes de câbles. De premiers résultats satisfaisants montrent la capacité de ces deux approches à caractériser ces défauts et de belles perspectives offertes par les approches non-paramétriques à identifier une saisonnalité dans des signaux telle que peut l'être l'influence des températures, là où les méthodes paramétriques sont reconnues admettre des limites.

**Mots clés :** Câbles, vibrations, paramétriques, non-paramétriques, ruptures, CND.

La sécurité des usagers et le fonctionnement continu des activités économiques dans les villes dépendent du bon fonctionnement des infrastructures telles que les ponts et de leurs composants porteurs, tels que les câbles. Ces câbles sont exposés à des charges mécaniques, chimiques et thermiques cycliques qui peuvent conduire à des endommagements résultant de pathologies, principalement la corrosion et le fretting-fatigue [1]. Il est donc essentiel d'intégrer une culture de surveillance des structures (*SHM - Structural Health Monitoring*) dans les pratiques de gestion des infrastructures afin d'assurer leur sécurité et leur fonctionnalité à long terme. Les câbles utilisés dans ces ouvrages ne dérogent pas à la règle. Pour adresser ces besoins, plusieurs techniques de CND ont été développées, telles que l'inspection visuelle, les méthodes ultrasoniques, l'émission acoustique et les méthodes dynamiques, entre autres.

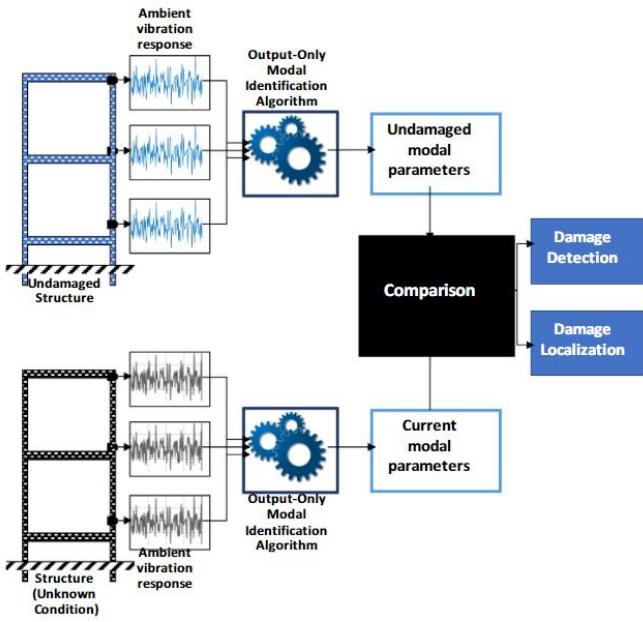
Ces méthodes dynamiques permettent de s'affranchir du caractère local de certaines méthodes de CND (émissions acoustiques, ultrasons, méthodes électromagnétiques) et permettent d'avoir une vue d'ensemble de l'état de santé global d'une structure à travers des mesures de vibration. Ces mesures de vibration sont principalement effectuées sur une structure pour quatre raisons qui peuvent être résumées comme suit [2]:

1. Effectuer des essais de vibration pour évaluer la résistance d'une structure aux événements éventuels qui peuvent la solliciter pendant son fonctionnement, tels que les vents violents, les chocs, etc.
2. Effectuer une analyse structurelle pour une meilleure conception grâce à la mise à jour d'un modèle numérique.
3. Effectuer des mesures de confort pour mesurer les niveaux de vibration d'une structure.
4. Et/ou effectuer un suivi et un diagnostic pour évaluer les défauts d'une structure.

L'approche adoptée dans le cadre de cette étude s'inscrit dans ce dernier point et de nombreuses recherches sur la caractérisation des défauts à l'aide des techniques dynamiques ont été largement développées et documentées [3]. Ces revues de littérature permettent d'identifier les différentes méthodes dynamiques et leurs domaines d'application.

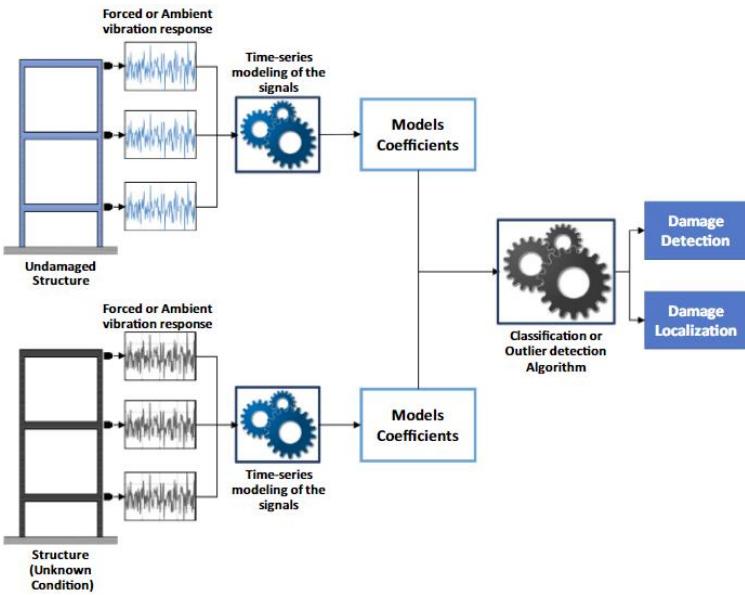
Ces méthodes dynamiques de CND permettent d'extraire, à partir des signaux enregistrés, les paramètres globaux d'un système mécanique ou d'une structure. En effet, une modification des paramètres structurels (masse, rigidité, amortissement) entraîne une modification des paramètres modaux globaux tels que les fréquences naturelles, les déformées modales et les coefficients d'amortissement. Cette variation peut se traduire également *directement* dans les signaux enregistrés, déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur cette base, les méthodes dynamiques peuvent être classées en deux catégories : les méthodes paramétriques et les méthodes non-paramétriques. Les premières se réfèrent à celles basées sur l'identification du système [4], c'est-à-dire l'identification des paramètres modaux (fréquences, déformées modales et coefficients d'amortissement) et/ou les paramètres physiques (matrice de masse, de rigidité et d'amortissement) et leurs variations (Figure 18).



**Figure 18 : Schéma de principe des méthodes dynamiques paramétriques [5]**

Quant aux méthodes non-paramétriques, elles font référence à des méthodes qui utilisent des outils de modélisation statistiques pour caractériser les endommagements directement à partir des signaux d'accélération, de déplacement ou de vitesse enregistrés. Comme illustré à la Figure 19, les méthodes non-paramétriques combinent la modélisation en séries temporelles et la classification statistique. La première étape consiste essentiellement à extraire des signaux bruts les paramètres sensibles aux endommagements à l'aide d'une technique de modélisation en séries temporelles [5].



**Figure 19 : Schéma de principe des méthodes dynamiques non-paramétriques [5]**

Ainsi dans cette étude, à travers une revue se voulant concise et approfondie, nous indiquerons parmi les quatre niveaux de caractérisation d'un endommagement [6] : détection, localisation, quantification et prédiction de la durée de vie résiduelle de la structure, ceux qui peuvent être atteints grâce à ces approches vibratoires. Ensuite, en utilisant les données expérimentales obtenues sur des câbles, cas d'étude rarement abordé dans la littérature, nous étudierons la caractérisation de l'endommagement par des méthodes dynamiques non-paramétriques. Les résultats obtenus avec ces méthodes non-

paramétriques sont comparés à ceux obtenus sur les mêmes câbles à travers notre étude précédente [7] où les méthodes dynamiques paramétriques sont utilisées.

## II.1. Description des méthodes

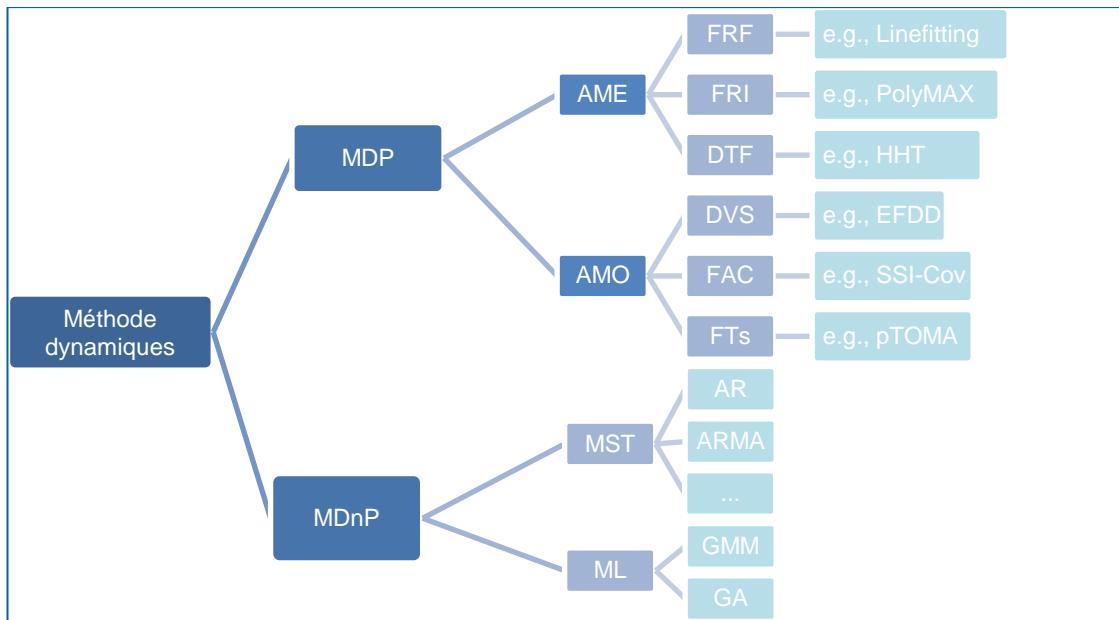
Les techniques dynamiques de CND peuvent être classées en différentes catégories en fonction des approches, des paramètres et des outils utilisés pour effectuer l'analyse des réponses vibratoires des structures contrôlées. Comme indiqué dans l'introduction, cette étude se concentre sur la classification de ces techniques en fonction des paramètres extraits pour effectuer la caractérisation des défauts dans les structures : paramètres modaux et paramètres non modaux. Quelle que soit la technique utilisée, la première étape de l'identification des endommagements est l'identification modale pour les méthodes dynamiques paramétriques (MDP) ou la modélisation en séries temporelles pour les méthodes dynamiques non-paramétrique (MDnP). Ainsi, l'arbre suivant (Figure 20) donne un aperçu de ces étapes et de leurs ramifications permises par les avancées technologiques (capteurs, informatique, stockage).

Le développement des capacités de calcul et d'algorithmes fiables a d'abord conduit à des techniques classiques d'identification des paramètres modaux, connues sous le nom d'analyse modale expérimentale (AME), où les données d'entrée (force d'excitation) et de sortie (réponse mesurée, par exemple, accélérations) sont utilisées pour l'identification des paramètres modaux. Cette procédure peut être appliquée dans le domaine des fréquences, par le biais des fonctions de réponse en fréquence (FRF), dans le domaine temporel, sur la base des fonctions de réponse impulsionale (FRI) ou dans le domaine temps-fréquence (DTF), par le biais de transformées en ondelettes par exemple. Les approches appelées *Linefitting*, *PolyMAX* (*Polyreference Least-Squares Complex Frequency-domain*) ou *Hilbert-Huang Transform* (HHT) sont des exemples de chacune de ces techniques d'identification de système [8], [9].

Pour remédier au principal défaut de ces techniques en AME pour les structures du génie civil à grande échelle dans des conditions réelles d'exploitation, à savoir la nécessité d'une force d'entrée connue, des techniques d'analyse modale opérationnelle (AMO) ont été mises au point. Il s'agit de méthodes pour lesquelles la force d'entrée n'est pas connue ou n'est pas mesurable. L'idée de l'AMO est donc de remplacer les excitations artificielles utilisées jusqu'alors par des excitations naturelles telles que le vent, la circulation, les vagues, etc. Cependant, les méthodes AMO et AME ont un fond théorique commun. La principale différence réside dans la formulation de la force d'entrée, qui est connue dans l'AME alors qu'elle est aléatoire et non mesurée dans l'AMO. Ainsi, alors que les procédures AME sont développées dans un cadre déterministe, les méthodes AMO peuvent être considérées comme leur contrepartie stochastique [10]. Par conséquent, pour l'AMO, au lieu des FRF, les *densités spectrales de puissance* (DSP) ou la *décomposition en valeurs singulières* (DVS) [11] et des fonctions d'autocorrélation (FAC) au lieu des FRI. Ces transformations mathématiques conduisent à des algorithmes tels que la *décomposition améliorée du domaine fréquentiel* (EFDD) ou encore l'*identification du sous-espace stochastique basée sur la covariance* (Stochastic Subspace Identification) [12]. Étant donné que les excitations naturelles susmentionnées ne peuvent pas toujours être modélisées comme un bruit blanc, le comportement supposé de la force d'entrée dans les méthodes AMO, des techniques d'identification de systèmes basées sur des fonctions de transmissibilité (FTs) telles que l'*AMO polyréférentiel basé sur la transmissibilité* (*pTOMA*) [13] ont été proposées.

Les techniques de détection des endommagements basées sur l'analyse modale reposent sur l'identification et l'estimation des paramètres modaux. Toutefois, ces techniques se heurtent à plusieurs difficultés, notamment pour détecter les endommagements à un stade précoce, lorsque la variation des paramètres modaux est très faible pour être détectée. Une attention particulière a donc été accordée aux méthodes non-paramétriques permettant de détecter les défauts structurels directement à partir des signaux enregistrés à l'aide d'outils statistiques et probabilistes [14]. Ces techniques sont principalement

basées sur la modélisation en séries temporelles (MST) et l'extraction des coefficients (paramètres) sensibles aux endommagements à partir de ces modèles. Dans le domaine du SHM avec les techniques dynamiques, les modèles autorégressifs (AR) et de moyennes mobiles (MA) et leurs variantes : *AutoRegressive moving average* (ARMA), *AutoRegressive eXogenous* (ARX), etc. ont été les plus largement utilisées pour la modélisation des signaux. Pour l'extraction de caractéristiques sensibles aux endommagements à l'aide d'outils basés sur les MDnP, des algorithmes d'apprentissage automatique ont également été utilisés, seuls ou combinés avec des modèles ARMA, c'est-à-dire des modèles de mélange gaussien (GMM), l'analyse en composantes principales (ACP), l'algorithme génétique (GA) [15].



**Figure 20 : Techniques d'analyse modale et d'identification des caractéristiques des séries temporelles.**

Quelle que soit la technique utilisée, l'objectif final de chacune de ces méthodes est de pouvoir détecter les endommagements et leur niveau de sévérité pour en déduire les actions à entreprendre. Ainsi, après l'identification des paramètres, l'étape suivante consiste à définir des indicateurs basés sur ces paramètres, ce qui permet d'identifier la présence ou non de défauts et leur potentielle sévérité et leur influence sur la durée de vie des structures. Ainsi, dans le Tableau 4 suivant, nous présentons quelques-uns des indicateurs/critères définis dans la littérature pour la caractérisation des endommagements et leurs aptitudes à permettre de détecter (D), de localiser (L) et/ou estimer la sévérité (S). Dans ce tableau, nous n'avons défini que le principe fondamental qui sous-tend les indicateurs les plus définis dans la littérature [9], [15].

**Tableau 4 : Indicateurs et critères de caractérisation des défauts selon les MDP et MDnP**

Méthodes dynamiques	Indicateurs	Définition et performance	Avantages (+) et inconvénients (-)
Méthode dynamiques paramétriques (MDP)	$\Delta f_s^d$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Variation des fréquences entre les états sain et endommagé.</li> <li>D, S</li> </ul>	+ : les fréquences sont faciles à déterminer et sensibles aux endommagements. - : sensible aux variations thermiques
	$\Delta DR_s^d$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Variation des taux d'amortissement (DR)</li> <li>D (éventuellement)</li> </ul>	- : variabilité importante, difficile à mesurer
	$\Delta \Phi_s^d$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Variation des déformées modales</li> </ul>	+ : sensible aux endommagements, moins sensible aux variations thermiques

		<ul style="list-style-type: none"> <li>• D, L, S</li> </ul>	- : plus difficile à identifier, besoin de plus de capteurs
	$\Delta SE_s^d$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Variation de l'énergie de déformation (SE)</li> <li>• D, L, S</li> </ul>	+ : Stabilité en cas de signaux bruyants - : Pas efficace pour les petits dégâts, besoin de plus de capteurs
	$\Delta TF_s^d$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Variation des fonctions de transfert</li> <li>• D, L, S</li> </ul>	+ : utilisation d'une gamme de fréquences et de formes de mode (pas seulement les pôles de résonance comme pour les indicateurs ci-dessus) - : Demande de calcul élevée, sensible aux conditions ambiantes
<b>Méthodes dynamiques non-paramétriques (MDnP)</b>	MSD	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Distance Mahalanobis (au carré) entre les caractéristiques des valeurs moyennes.</li> <li>• D, S, L</li> </ul>	+ : capacité à identifier les valeurs aberrantes ; utilisation dans des scénarios réels. - : Suppose une distribution gaussienne, phase d'entraînement lente, peut être sensible à la variabilité opérationnelle et environnementale.
	$D_{centroïdes}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Distances entre les centroïdes des clusters</li> <li>• D, L, S</li> </ul>	+ : capacité à identifier des valeurs aberrantes. - : coût de calcul et problèmes de stabilisation en fonction de l'algorithme utilisé, peut être sensible à la variabilité opérationnelle et environnementale.

Dans la section suivante, en considérant des câbles de ponts, nous discuterons de la détection des endommagements à l'aide de techniques d'analyse modale bien établies et de méthodes basées sur les approches ARMA et leur variante ARIMA (*AutoRegressive Integrated Moving Average*).

## II.2. Dispositif expérimental : étude de cas

Les techniques décrites ci-dessus ont été appliquées aux données recueillies lors d'essais effectués en laboratoire sur un câble bicouche (Figure 21) dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont indiquées dans le Tableau 5.

**Tableau 5 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble bicouche utilisé**

Câble	Longueur (mm)	Module de Young (GPa)	Densité (kg/m <sup>3</sup> )	Force de rupture (kN)
Bicouche	6230	200	7800	513

Le câble est installé sur un banc d'essais d'une capacité de 300 kN et des culots d'ancrage ont été utilisés pour le fixer sur ce banc, à l'aide d'un vérin hydraulique. Ensuite un marteau instrumenté est utilisé pour appliquer des sollicitations impulsionales pour le faire vibrer. Pour enregistrer ces vibrations et éviter d'ajouter des masses supplémentaires, des capteurs laser de déplacements sans contact sont utilisés. Les huit capteurs laser sont couplés aux systèmes d'acquisition de données QuantumX MX 1615B et 1610 et au logiciel CATMAN. La disposition des capteurs laser sur le câble est illustrée sur la Figure 21.

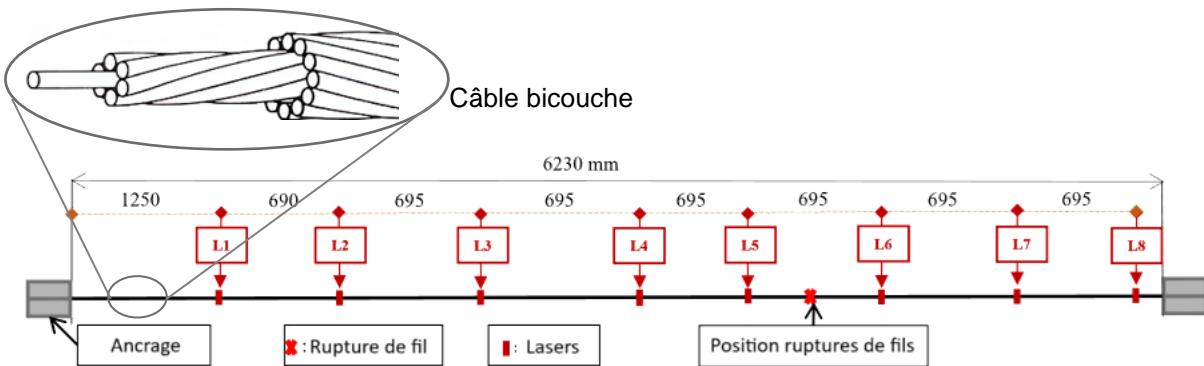


Figure 21 : Disposition des capteurs laser sur le câble bicouche

Avec ces dispositifs, les tests sont d'abord effectués sur un câble sain considéré comme l'état de référence. Par la suite les défauts sont créés en coupant progressivement des fils selon la configuration indiquée sur la Figure 21. La procédure expérimentale choisie peut donc être résumée en ces cinq étapes :

- Étape 1. Tension du câble à 30 % de sa force de rupture maximale
- Étape 2. Montage des capteurs laser et du système d'acquisition de données
- Étape 3. Excitation du câble par le marteau instrumenté et enregistrement des données à la fréquence d'échantillonnage de 300 Hz pendant 45 secondes. Près de chaque capteur, nous répétons l'impact quatre fois.
- Étape 4. Démontage du système d'acquisition et introduction des défauts par ruptures de fils.
- Étape 5. Après rupture d'un fil, la tension du câble est maintenue à sa valeur post-rupture.

### III.1. Extraction des paramètres modaux et des paramètres des modèles en séries temporelles

Quelle que soit la méthode utilisée, il faut s'assurer que les paramètres sont correctement extraits du signal brut. Pour les MDP, les fréquences naturelles et les déformées modales des câbles sont déterminées sur la base des courbes FRF. Cette étape est réalisée à l'aide de la méthode Line-Fitting [16]. La stabilité des valeurs de déformées modales obtenues est vérifiée en se basant sur les coefficients du critère d'assurance modale (MAC). Et pour s'assurer de la stabilité des fréquences naturelles extraites, les coefficients de variation sont utilisés. Les coefficients MAC sont définis comme suit :

$$MAC(\phi_A, \phi_B) = \frac{|\{\phi_A\}^T \{\phi_B\}|^2}{(\{\phi_A\}^T \{\phi_A\})(\{\phi_B\}^T \{\phi_B\})} \quad (1)$$

où  $\phi_A$  et  $\phi_B$  représentent des déformées modales extraites de données recueillies aux points A et B du câble sain ou du câble endommagé, selon les données analysées.

Les coefficients de variation sont définis comme suit :

$$C_v(\%) = 100 \times \frac{\sigma_\omega}{\mu_\omega} \quad (2)$$

$\sigma_\omega$  et  $\mu_\omega$  représentent l'écart-type et la moyenne des fréquences naturelles obtenues pour le même mode de vibration.

Pour les MDnP, une modélisation correcte du signal est également indispensable, car la caractérisation des défauts sera effectuée à partir des caractéristiques extraites des modèles retenus. Par conséquent, avant d'ajuster un modèle au signal brut de déplacements ( $X$ ) d'un capteur avec le module Python *statsmodels* [17], ils sont d'abord normalisés ( $\tilde{X}$ ) :

$$\tilde{X}(t) = \frac{X(t) - \mu}{\sigma} \quad (3)$$

Après avoir normalisé les données, nous utilisons des tests de stationnarité pour vérifier si d'autres transformations sont nécessaires pour rendre les données de la série temporelle stationnaires (avec une moyenne, une variance et une autocorrélation qui sont constantes dans le temps). Les  $p$ -valeurs du test augmenté de Dickey-Fuller (ADF) sont utilisées à cette fin. Le test ADF évalue l'hypothèse nulle de l'existence d'une racine unitaire dans une série temporelle. Si la  $p$ -valeur est inférieure à 0.05, nous pouvons rejeter l'hypothèse nulle et conclure que la série temporelle est stationnaire. Une fois le prétraitement initial des données terminé, l'ordre optimal du modèle  $ARMA(p, q)$  et ses paramètres sont estimés :

$$\tilde{X}(t) = \sum_{i=1}^p \varphi_i \tilde{X}(t-i) + \sum_{i=1}^q \theta_i \varepsilon(t-i) + \varepsilon(t) \quad (4)$$

où  $\varphi_i$  et  $\theta_i$  sont les coefficients (ou paramètres) du modèle et  $\varepsilon_i$  sont les termes d'erreur.

Pour sélectionner l'ordre optimal du modèle, nous ajustons plusieurs modèles  $ARMA(p, q)$  en testant différentes combinaisons du couple de valeurs  $(p, q)$ . Le meilleur modèle est sélectionné selon le critère d'information d'Akaike (AIC), et nous évaluons sa fiabilité en analysant ses résidus (la différence entre les valeurs réelles et les valeurs modélisées des signaux), qui devraient ressembler à du bruit blanc : non corrélés et distribués normalement.

Une fois toutes ces étapes réalisées pour les MDP et MDnP et les paramètres identifiés, nous pouvons ensuite procéder à la caractérisation des défauts.

### III.2. Caractérisation des défauts avec les MDP et les MDnP

En utilisant les fréquences naturelles ainsi obtenues, nous avons d'abord procédé à la détection des ruptures de fils dans le câble bicouche avec cinq fils rompus. La détection est basée sur la variation des fréquences ( $C_i^{s-d}(\%)$ ) entre le câble sain ( $f_n^s$ ) et le câble endommagé ( $f_n^d$ ) :

$$C_i^{s-d}(\%) = 100 \times \frac{f_n^s - f_n^d}{f_n^s} \quad (5)$$

Sur la Figure 22, les valeurs des  $C_i^{s-d}$  augmentent avec la sévérité des défauts (nombre de fils coupés). Ceci, combiné à la faible variabilité des fréquences naturelles observée avec les coefficients de variation ( $C_v < 1\%$ ), permet de conclure que ces paramètres ( $C_i$ ), de l'ordre de 3 % pour un fil coupé ( $C_i^{s-1d}$ ) et supérieurs à 6 % pour deux fils coupés ou plus, permettent de détecter la présence de défauts, quel que soit le mode de fréquence choisi (mode 1 à mode 4).

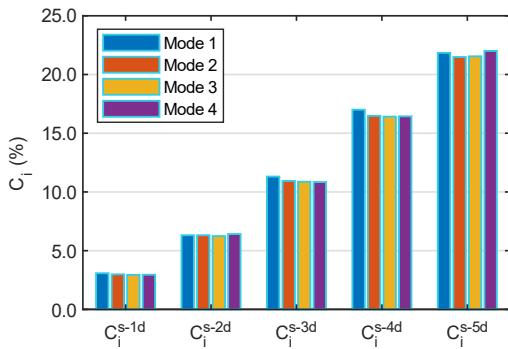


Figure 22 : Évolution des coefficients  $C_i^{s-d}$  d'un (1d) à cinq (5d) fils rompus.

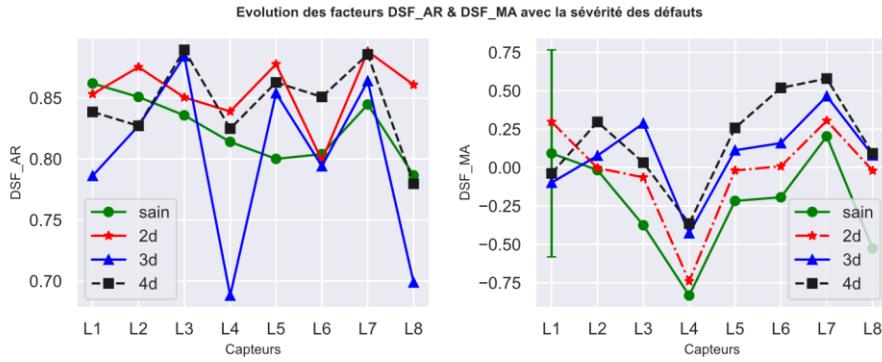
Dans le cas de l'analyse basée sur les MDnP, pour une même excitation, après avoir choisi le meilleur ordre du modèle (les valeurs optimales de  $p$  et  $q$ ) sur la base des données enregistrées sur un capteur, cet ordre est appliqué aux données enregistrées sur les sept autres capteurs. Une fois le meilleur ordre du modèle choisi, en s'inspirant des travaux de K. K. Nair et al. [18], nous proposons deux nouveaux facteurs de sensibilité aux endommagements ( $DSF$ ) basés sur les coefficients du modèle,  $\varphi_i$  et  $\theta_i$ . Le premier facteur (équation 6) est une généralisation de l'équation proposée dans [18], en considérant les  $p$  coefficients  $\varphi_i$  du meilleur modèle  $ARMA(p, q)$  de l'équation 4 :

$$DSF_{AR} = \frac{\varphi_1}{\sqrt{\sum_{i=1}^p \varphi_i^2}} \quad (6)$$

Le deuxième facteur de sensibilité proposé (équation 7) est basé sur les  $q$  coefficients  $\theta_i$  du meilleur modèle  $ARMA(p, q)$  de l'équation 4. Ce facteur de sensibilité aux endommagements est défini comme suit :

$$DSF_{MA} = \frac{\theta_1}{\sqrt{\sum_{i=1}^q \theta_i^2}} \quad (7)$$

En fonction de ces deux paramètres, les résultats pour le câble bicouche sain et le câble bicouche endommagé (avec 2 à 4 fils coupés) sont donnés sur la Figure 23. D'après cette dernière, les  $DSF_{AR}$  (à gauche sur la Figure 23) ne semblent montrer aucune corrélation avec la sévérité de l'endommagement. Cependant, les  $DSF_{MA}$  montrent une tendance à la hausse avec l'augmentation de la sévérité des défauts pour presque tous les capteurs (L1 à L8). Cela suggère que les  $DSF_{MA}$  peuvent être un moyen plus efficace, comparés aux  $DSF_{AR}$ , de détecter et de quantifier les défauts dans les câbles. Néanmoins, dans l'état actuel des études menées, ces facteurs  $DSF_{MA}$  ne peuvent être utilisés pour attester de manière fiable la présence de défauts dans le câble. En effet, leurs variances restent assez élevées comme le montre la barre d'erreur pour les valeurs du câble sain sur le capteur L1 (pour souci de clarté de la figure, nous n'avons représenté que cette seule barre d'erreur).

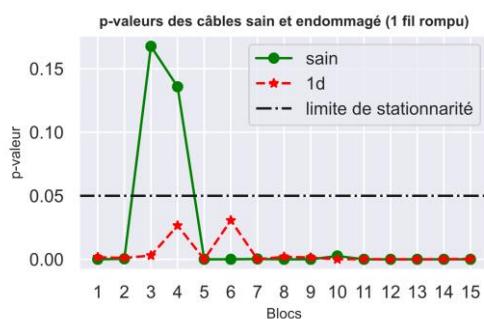


**Figure 23 : Évolution des facteurs de sensibilité aux endommagements ( $DSF_{AR}$  &  $DSF_{MA}$ )**

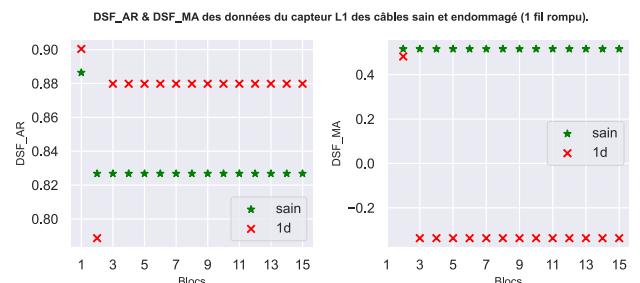
Ces résultats obtenus avec les facteurs  $DSF$  montrent la nécessité d'améliorer les modèles en séries temporelles retenus pour chaque jeu de données enregistrées par les capteurs. Ainsi pour une excitation donnée, au lieu de choisir l'ordre optimal ( $p, q$ ) des modèles à partir des données d'un capteur donné, les données de chaque capteur seront ajustées séparément pour en trouver l'ordre optimal et les coefficients  $\varphi_i$  et  $\theta_i$  correspondants déterminés.

Ainsi, chaque signal de 45 secondes de chaque capteur est divisé en blocs de 3 secondes (un total de 15 blocs pour un signal de capteur) et les transformations nécessaires aux données brutes mentionnées dans le chapitre précédent sont appliquées à chacun de ces blocs. Les résultats des tests de stationnarité ADF montrent que les  $p$ -valeurs sont légèrement supérieures à 0,05 pour certains segments de 3 secondes (cf. Figure 24). En utilisant les techniques ARIMA ( $p, d, q$ ) de modélisation en séries temporelles, le meilleur modèle est trouvé pour chacun de ces blocs rendus stationnaires. Les modèles ARIMA( $p, d, q$ ) ajoutent l'intégration d'ordre  $d$  dans le processus ARMA pour rendre les séries temporelles stationnaires.

Les premiers résultats d'évaluation des endommagements avec les facteurs  $DSF$  calculés à partir des coefficients  $\varphi_i$  et  $\theta_i$  obtenus avec cette approche sont prometteurs, comme le montre la Figure 25. Comme pour la Figure 23, ces résultats montrent également que les facteurs  $DSF_{MA}$  sont plus adaptés à l'évaluation des endommagements, les distances euclidiennes entre les valeurs des  $DSF_{MA}$  d'un câble sain et endommagé sont supérieures à celles entre les valeurs des  $DSF_{AR}$ .



**Figure 24 :  $p$ -valeurs de 15 blocs de signaux.**



**Figure 25 :  $DSF_{AR}$  et  $DSF_{MA}$  pour chaque bloc de données du capteur L1.**

Cette étude souligne l'importance des méthodes dynamiques pour assurer le suivi de l'intégrité structurelle des ouvrages, en proposant une revue bibliographique bien documentée et concise sur les approches paramétriques et non-paramétriques de ces méthodes. À travers une étude de cas sur les câbles, alors que les méthodes paramétriques modales montrent une sensibilité à la sévérité des défauts à travers les fréquences naturelles, les techniques non-paramétriques, en particulier celles basées sur les coefficients des moyennes mobiles des séries temporelles, sont prometteuses pour l'évaluation des endommagements, mieux que celles basées sur les coefficients autorégressifs. Le nouveau facteur proposé basé sur les coefficients des moyennes mobiles ( $DSF_{MA}$ ) a permis d'améliorer les résultats d'évaluation de l'endommagement. Toutefois, les futures recherches se concentreront sur l'affinement de la modélisation en séries temporelles des méthodes non-paramétriques, et notamment la prise en compte de la saisonnalité que nous pouvons observer sur les données et que peuvent introduire les conditions environnementales du monitoring. L'extension de l'étude à divers composants structurels et à des applications réelles permettra de valider et d'améliorer l'aspect pratique de ces approches.

- [1] L. Dieng, V. Périer, L. Gaillet, and C. Tessier, "Mécanismes de dégradation et moyens de protection des câbles du génie civil," *Mécanique & Industries*, vol. 10, no. 1, pp. 33–42, 2009, doi: 10.1051/meca/2009030.
- [2] C. Cremona, "Qu'est-ce qu'une évaluation dynamique ?," *Revue Européenne de Génie Civil*, vol. 9, no. 1–2, pp. 11–42, Jan. 2005, doi: 10.1080/17747120.2005.9692745.
- [3] S. Das, P. Saha, and S. K. Patro, "Vibration-based damage detection techniques used for health monitoring of structures: a review," *J Civ Struct Health Monit*, vol. 6, no. 3, pp. 477–507, Jul. 2016, doi: 10.1007/s13349-016-0168-5.
- [4] W. J. Yan, M. Y. Zhao, Q. Sun, and W. X. Ren, "Transmissibility-based system identification for structural health Monitoring: Fundamentals, approaches, and applications," *Mech Syst Signal Process*, vol. 117, pp. 453–482, Feb. 2019, doi: 10.1016/J.YMSSP.2018.06.053.
- [5] O. Avci, O. Abdeljaber, S. Kiranyaz, M. Hussein, M. Gabbouj, and D. J. Inman, "A review of vibration-based damage detection in civil structures: From traditional methods to Machine Learning and Deep Learning applications," Jan. 15, 2021, Academic Press, doi: 10.1016/j.ymssp.2020.107077.
- [6] A. Rytter, "Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures," Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, 1993.
- [7] A. Dia, L. Dieng, and L. Gaillet, "Vibration-based non-destructive techniques for a 3-level characterization of damages in cables," in *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*, 2021. doi: 10.1007/978-3-030-47709-7\_16.
- [8] E. Orlowitz and A. Brandt, "Comparison of experimental and operational modal analysis on a laboratory test plate," *Measurement*, vol. 102, pp. 121–130, 2017, doi: 10.1016/j.measurement.2017.02.001.
- [9] Y. Yang, Y. Zhang, and X. Tan, "Review on Vibration-Based Structural Health Monitoring Techniques and Technical Codes," *Symmetry* 2021, Vol. 13, Page 1998, vol. 13, no. 11, p. 1998, Oct. 2021, doi: 10.3390/SYM13111998.

- [10] C. Rainieri and G. Fabbrocino, "Output-only Modal Identification," in *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures: An Introduction and Guide for Applications*, Springer New York, 2014, pp. 103–210. doi: 10.1007/978-1-4939-0767-0\_1.
- [11] R. Brincker, C. E. Ventura, and P. Andersen, "Damping estimation by frequency domain decomposition," in *Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC*, 2001, pp. 698–703.
- [12] B. Peeters and G. De Roeck, "Stochastic system identification for operational modal analysis: A Review," *Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control, Transactions of the ASME*, vol. 123, no. 4, pp. 659–667, Dec. 2001, doi: 10.1115/1.1410370.
- [13] W. Weijtjens, G. De Sitter, C. Devriendt, and P. Guillaume, "Operational modal parameter estimation of MIMO systems using transmissibility functions," *Automatica*, vol. 50, no. 2, pp. 559–564, Feb. 2014, doi: 10.1016/J.AUTOMATICA.2013.11.021.
- [14] K. K. H. Tseng and A. S. K. Naidu, "Non-parametric damage detection and characterization using smart piezoceramic material," *Smart Mater Struct*, vol. 11, no. 3, p. 317, May 2002, doi: 10.1088/0964-1726/11/3/301.
- [15] M. Silva, A. Santos, E. Figueiredo, R. Santos, C. Sales, and J. C. W. A. Costa, "A novel unsupervised approach based on a genetic algorithm for structural damage detection in bridges," *Eng Appl Artif Intell*, vol. 52, pp. 168–180, Jun. 2016, doi: 10.1016/J.ENGAPPAI.2016.03.002.
- [16] D. J. Ewins, *Modal testing: theory, practice, and application*, 2nd ed. Research Studies Press, 2000.
- [17] S. Seabold and J. Perktold, "statsmodels: Econometric and statistical modeling with python," in *9th Python in Science Conference*, 2010.
- [18] K. K. Nair, A. S. Kiremidjian, and K. H. Law, "Time series-based damage detection and localization algorithm with application to the ASCE benchmark structure," *J Sound Vib*, vol. 291, no. 1–2, pp. 349–368, Mar. 2006, doi: 10.1016/j.jsv.2005.06.016.

# Méthode innovante de détection des vides d'injection dans les capots d'ancrage de précontrainte extérieure injectée au coulis de ciment

OSTROWSKI Christopher<sup>1</sup>, FASQUEL Clément<sup>2</sup>

<sup>1</sup> SIXENSE Engineering, christopher.ostrowski@sixense-group.com

<sup>2</sup> CCI Seine Estuaire, cfasquel@ponts.seine-estuaire.cci.fr

## Résumé

Depuis quelques années, des ruptures de câbles de précontrainte extérieure constitués de torons clairs injectés au coulis de ciment ont été recensées. Ces ruptures ont souvent pour origine la corrosion associée à des défauts d'injection (vide, pâte blanche, etc.) du coulis de ciment au niveau des têtes d'ancrage ou à proximité du point haut du câble.

Actuellement, le contrôle du remplissage des têtes sur les précontraintes extérieures déjà en place [1] est réalisé depuis les capots selon deux méthodes :

- par vidéo-endoscopie via les évents du capot. Ce contrôle est toutefois limité au démontage des évents et à l'accessibilité à l'intérieur des capots depuis ces derniers,
- par démontage du capot lui-même. Le coulis en contact avec le capot rend la dépose difficile, voire impossible, et le capot doit être découpé.

Ces deux méthodes d'investigation restent limitées aux parties accessibles mais elles restent toujours longues à mettre en place, voire destructives et très couteuses pour le maître d'ouvrage.

Pour faciliter le contrôle du remplissage des capots, SIXENSE Engineering a développé, à la demande du conseil scientifique et technique du Pont de Normandie et pour le compte de la CCI Seine Estuaire, une nouvelle technologie non destructive qui permet de détecter rapidement les défauts d'injection de coulis de ciment dans les capots d'ancrage de la précontrainte extérieure. Cette technologie ne nécessite pas le démontage des capots ou des évents. Elle est basée sur une méthode sans contact, la thermographie infrarouge à phase pulsée, et nécessite l'utilisation d'un système de chauffage par induction spécialement développé pour les capots métalliques. L'article présente les avantages du dispositif et le retour d'expérience de la campagne de contrôle réalisée sur plus de 50 capots d'un des viaducs d'accès au pont de Normandie.

Mots clés : précontrainte extérieure, induction, capot, remplissage, coulis de ciment, thermographie pulsée-phasée

## I. EVALUER L'ETAT DES ANCRAJES DES CABLES

Les expertises les plus récentes réalisées sur les cas de rupture de câbles de précontrainte extérieure injectés par coulis de ciment montrent que la corrosion des torons est très souvent associée avec un défaut d'injection (majoritairement des vides avec la présence de pâte blanche et/ou de mousse et/ou d'eau) et la rupture peut se produire au niveau de la tête d'ancrage.

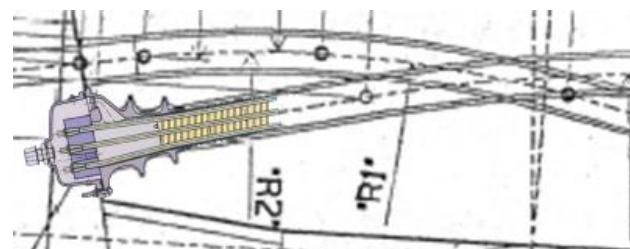
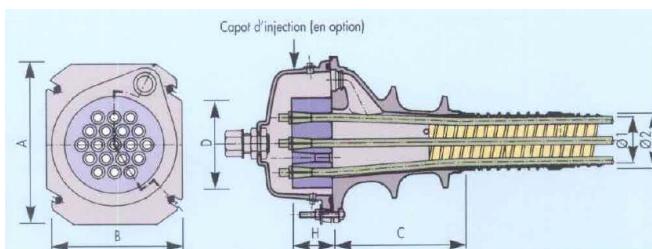
La présence de vide d'injection de coulis au niveau des capots des têtes d'ancrage est caractéristique d'une mauvaise injection du câble. Le vide peut également s'étendre derrière les têtes d'ancrage dans la tromplaque et la partie gainée. La présence d'un vide au niveau du capot peut donc être le signe précurseur d'une potentielle rupture des torons en favorisant le phénomène de corrosion.



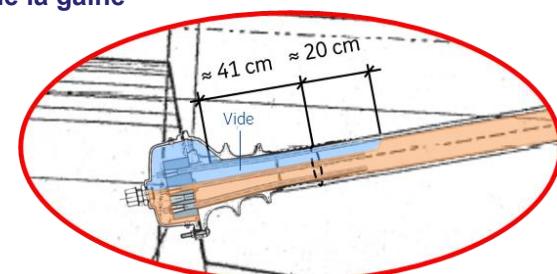
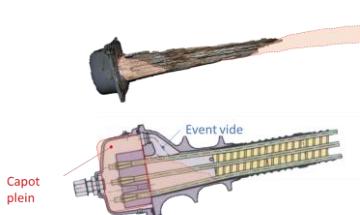
Figure n°1 : Tête d'ancrage avec défaut d'injection et pâte blanche au niveau d'un capot  
Câble rompu par corrosion avec défaut d'injection en arrière de l'ancrage en 2014  
Ouvrage mis en service dans les années 80

Il existe au moins 3 configurations de qualité d'injection au niveau des têtes d'ancrage (avec ou sans présence d'eau) :

- Configuration A : injection complète du capot et injection complète de la gaine
- Configuration B : injection complète du capot et injection partielle de la gaine
- Configuration C : injection partielle du capot et injection partielle de la gaine



Configuration A - Schéma de principe d'une tête d'ancrage injectée de coulis avec remplissage complet du capot et de la gaine



Configuration B - Schéma de principe d'une tête d'ancrage avec défaut d'injection dans la gaine mais sans défaut de remplissage du capot

Configuration C - Schéma de principe d'une tête d'ancrage avec défaut d'injection (en bleu) dans la gaine et du capot

Figure n°2 : Illustration des cas de défaut d'injection dans les têtes d'ancrage

Actuellement, pour s'assurer de la qualité d'injection des têtes (capots et/ou tromplaques), deux méthodes sont possibles mais dépendent grandement du type de configuration de remplissage des capots :

- par vidéo-endoscopie : lorsque la configuration des vides le permet (configuration C), les vides peuvent être détectés par endoscopie avec un passage depuis l'évent supérieur du capot sans démonter le capot ou l'évent frontal. Toutefois, le démontage de l'évent frontal du capot peut être rendu compliqué par la corrosion de ce dernier. Le vide peut également non accessible depuis les événets de la tromplaque.

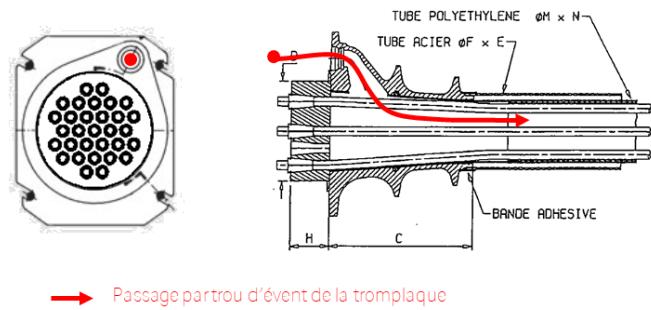


Figure n°3 : Vidéo endoscopie de l'ancrage

- par démontage du capot et contrôle visuel (configuration A, B et C). Dans ce cas, une visualisation complète de l'injection du capot et de la tête est possible. Toutefois, le capot est souvent adhérent au coulis et le temps de démontage est rendu très aléatoire et peut prendre plusieurs heures. Le plus souvent, on ne peut le démonter sans le casser. Le coulis doit être déposé également pour atteindre les torons et les événets de la tromplaque. Les capots de remplacement doivent être fabriqués en conséquence.

Les deux méthodes d'investigation sont limitées, voire destructives et très couteuses pour le maître d'ouvrage et la détection d'un capot vide ou partiellement vide reste malgré tout très aléatoire. Il est donc apparu intéressant de développer une méthode rapide, à grand rendement, peu couteuse, et sûre pour contrôler la qualité de remplissage des capots sans les démonter et limiter les coûts des investigations.

SIXENSE Engineering a donc travaillé à la demande de la CCI Seine Estuaire sur le développement d'une nouvelle méthode non destructive pour détecter les défauts de remplissage à l'intérieur des capots métalliques. La méthode se base sur le principe de détection par thermographie infrarouge active associée à un système de chauffage par induction qui fonctionne uniquement sur les capots métalliques.

## II. LA THERMOGRAPHIE INFRAROUGE ASSOCIEE A L'INDUCTION

### II.1 La Thermographie Infrarouge

La thermographie infrarouge est une méthode d'investigation non destructive sans contact qui permet de visualiser à l'aide d'une caméra thermique la cartographie spatiale et temporelle des températures apparentes de la surface d'un objet. L'analyse des thermogrammes se base sur l'évolution ou la distribution de variations thermiques en surface pouvant traduire en profondeur la présence de défauts tels que des vides, des fissures ou des décollements.

Il existe deux méthodes de contrôle par thermographie infrarouge applicables sur les structures de Génie Civil : la méthode passive et la méthode active. Entre les deux méthodes, seule la nature de la sollicitation de l'objet contrôlé diffère.

#### A. Thermographie passive

Le contrôle par thermographie passive consiste à ausculter un objet soumis à la simple sollicitation naturelle de son environnement, à savoir les variations (jour/nuit) des températures. Sur des dispositifs d'ancre souvent à l'ombre ou à l'intérieur des caissons, la thermographie passive est difficilement

applicable [2]. Les conditions environnementales sont très souvent peu propices à entraîner, au niveau des capots, des variations thermiques importantes susceptibles d'engendrer des contrastes thermiques significatifs pour permettre de détecter la présence de vide. La réussite du contrôle est également conditionnée à l'obtention des paramètres optimaux (très tôt dans la matinée ou en début de soirée) souvent difficilement compatibles avec les contraintes d'exploitation.

### B. Thermographie active

Le contrôle par thermographie active consiste à ausculter un objet soumis à une sollicitation artificielle (thermique ou mécanique) qui génère au droit du défaut une variation de température. La sollicitation artificielle contrôlée permet d'analyser plus précisément l'objet étudié (profondeur du défaut, taille du défaut, caractéristiques du défaut). Elle permet également de s'affranchir de certaines conditions environnementales, de certains phénomènes parasites dus aux conditions d'intervention, et de s'adapter aux propriétés thermo-physiques de l'objet. Pour les ancrages de la précontrainte extérieure du pont de Normandie, le choix s'est porté sur la thermographie pulsée basée sur un système de chauffage par induction plus adapté pour chauffer de façon rapide et uniforme les capots métalliques.

## II.2 Chauffage par induction électromagnétique

Le principe du chauffage par induction électromagnétique (fig.4) consiste à générer un flux électromagnétique alternatif qui est absorbé, par effet de peau, par la surface d'un élément métallique. L'énergie absorbée se dissipe alors à l'intérieur du corps sous forme de chaleur. L'exemple le plus concret repose sur le fonctionnement d'une plaque à induction.

La chauffe peut être une impulsion (créneau, triangle) ou variable dans le temps (SBPA, lock-in).

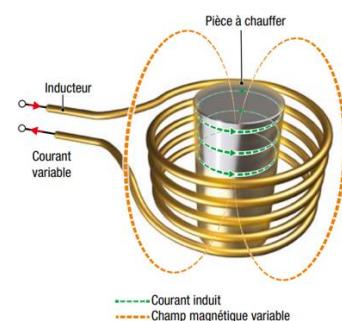
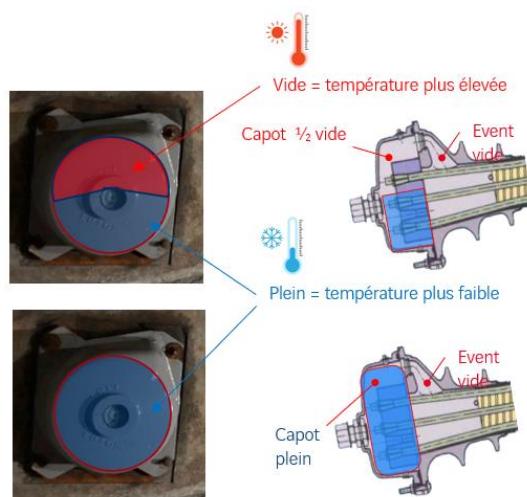


Figure 4 : Inducteur électromagnétique (INRS)

## II.3 Application au capot métallique

Lorsque l'enveloppe extérieure d'un capot est chauffée par induction, la chaleur se diffuse dans l'ensemble de l'épaisseur du capot (10 mm) principalement par conduction et se dissipe dans le coulis en contact. La présence d'un défaut d'injection (lame d'air ou vide franc ou présence d'eau) en contact avec la paroi interne du capot entraîne une variation dans la diffusion du flux thermique qui se traduit par une distribution hétérogène des températures à la surface extérieure du capot.



La présence de vide à l'arrière du capot joue le rôle d'une résistance thermique et provoque ainsi localement une accumulation de l'énergie et donc de la chaleur dans l'épaisseur du capot. Cette accumulation induit une élévation des températures en surface. L'approche consiste donc à analyser à l'aide d'une caméra thermique l'évolution et la distribution spatiale des températures de la surface des capots dans la phase de refroidissement.

## II.4 Analyses et traitements des images thermiques

Une distribution hétérogène des températures à la surface d'un capot pouvant traduire la présence d'un défaut va être recherché. L'évolution des températures de surface des capots est également analysée dans la phase de refroidissement (juste après la phase de montée en température et la dépose de l'inducteur). La réponse thermique de la surface des capots fait l'objet d'un traitement de signal et d'image :

- en temporel, en analysant l'écart entre les températures (contraste),
- en fréquentiel, en analysant l'amplitude et le déphasage (PPT- Pulsed Phased Thermography).

Lors de la phase de refroidissement, il existe un optimum :

Dans le domaine temporel, où l'écart de température est maximum (fig.6),

Dans le fréquentiel, où les écarts d'amplitude et de phase sont maximum (fig.7).

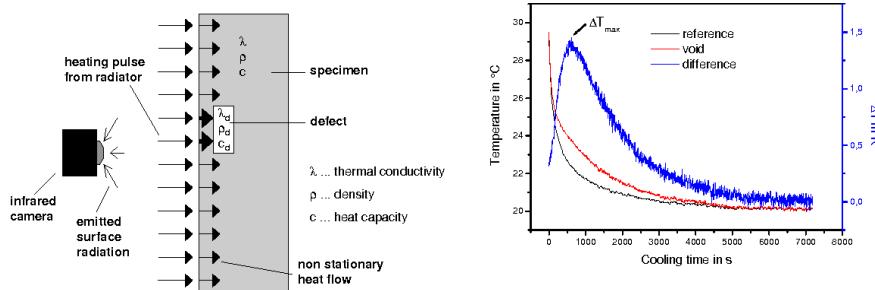


Figure 6: Optimum temporal

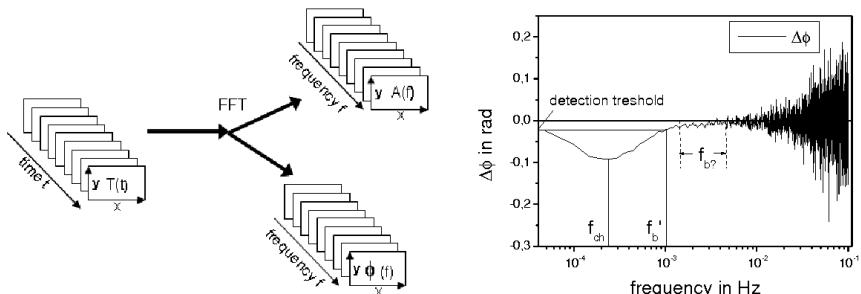


Figure 7: Optimum fréquentiel - [3]

Avant de lancer la campagne de contrôle sur l'ouvrage, la chaîne de mesure thermographique, le système de chauffage par induction et les traitements ont fait l'objet de différentes phases de validation en laboratoire.

## III. LES ESSAIS EN LABORATOIRE

Les essais en laboratoire ont consisté à valider dans un premier temps la faisabilité de chauffer les capots par induction et la possibilité de détecter différentes configurations de remplissage par thermographie. Dans un second temps, il a été nécessaire d'améliorer le système de chauffage par induction et de tester

les traitements d'analyse les plus adaptés pour affiner la détection des défauts de remplissage recherchés. La dernière phase a consisté à réaliser la campagne de contrôle sur le pont de Normandie.

### III.1. Preuve de concept

Les premiers essais ont eu pour objectif de vérifier la possibilité de détecter 3 différents cas de remplissage (capot plein, capot vide, capot à moitié vide) à l'aide d'une simple caméra thermique. Le protocole a consisté à chauffer 3 capots 19C15 à l'aide d'une simple plaque de cuisson à induction de 3500 W et à les placer sous une caméra thermique Optris.



Figure 8 : 3 capots (plein, ½ vide, vide) – caméra thermique  
Essai sur capot 19C15 (½ vide) avec plaque chauffante à induction  
Températures de surface du capot ½ vide

Les capots sont placés face avant sur la plaque de cuisson pendant la durée de chauffage (60 s) puis retirés et placés rapidement face avant sous la caméra thermique. L'enregistrement est réalisé en continu jusqu'à refroidissement total du capot. Les premiers résultats ont montré que les cartographies de température des faces avant des capots gris métallique permettent de différencier et d'identifier les 3 configurations de remplissage. Comme seule une partie de la face avant du capot est sollicitée (la plus proche de l'inducteur), il s'est avéré nécessaire de tester l'intérêt d'un chauffage uniforme et homogène de l'ensemble du capot à l'aide d'un inducteur spécifiquement adapté aux capots.

### III.2 Essais de faisabilité avec un prototype d'inducteur pour capot 19C15

Des essais de faisabilité ont été pratiqués sur un lot de 3 capots 19C15 avec 5 configurations de remplissage (vide, plein, ¼ plein, ½ plein et ¾ plein). Ces essais ont consisté à évaluer l'apport des traitements temporel et fréquentiel sur plusieurs configurations de remplissage des capots. L'influence de la peinture sur la précision de détection des défauts a été testée.



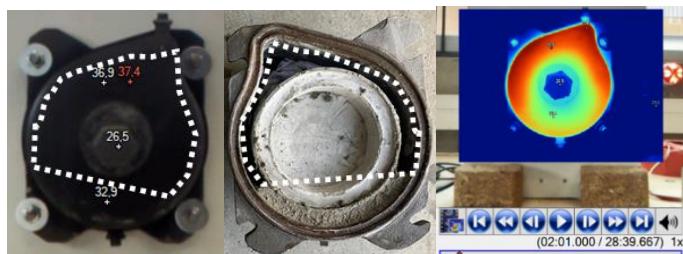
Figure 9 : Banc d'essai avec prototype d'inducteur pour capot 19C15 – caméra thermique Fluke

Pour cela, un prototype d'inducteur expérimental a spécialement été développé pour épouser la forme d'un capot 19C15. Il est à noter que l'inducteur ne recouvre pas entièrement le capot en face avant. Un

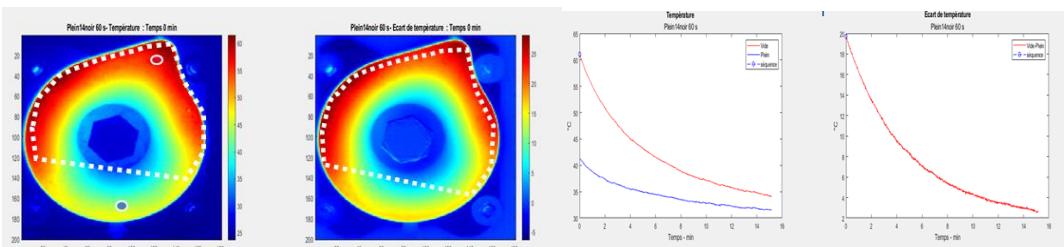
orifice est laissé libre autour de l'évent frontal. Les capots de couleur gris métallique ont été peints en noir pour avoir une émissivité optimale (0.99) et limiter les phénomènes parasites de réflexion. Les images thermiques sont enregistrées sous forme de film radiométrique (10 images/s) par la caméra thermique. L'enregistrement est démarré avec l'inducteur posé sur le capot. Le chauffage est impulsional (30 à 60 s à 3500 W).

### A. Analyses temporelle et fréquentielle

Les traitements temporels et fréquentiels sont donnés à titre d'exemple sur un capot 19C15 peint en noir avec un  $\frac{1}{4}$  du volume injecté (Fig.10). Les analyses temporelles (basées sur les écarts de température) et fréquentielles (amplitude et phase) sont réalisées dans la phase de refroidissement. La zone de vide apparaît distinctement dès la dépose de l'inducteur.



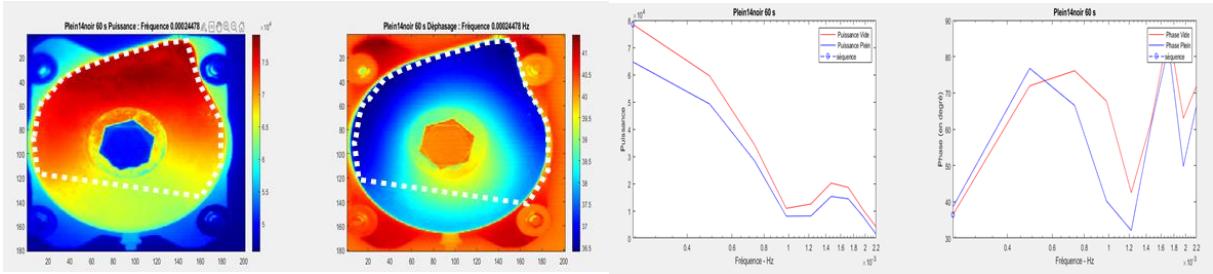
**Figure 10 : Capot 19C15 avec remplissage à  $\frac{1}{4}$  du volume – face avant – face arrière  
Image thermique après 1 min 30 s en phase de refroidissement**



**Figure 11 : Remplissage à  $\frac{1}{4}$  du volume du capot – images thermiques et courbes de température entre une zone pleine (courbe bleu) et une zone vide (courbe rouge) – températures et écart de température**

Le refroidissement des zones vide et pleine se fait progressivement et dure environ 20 min (Fig.11). La zone pleine refroidit plus rapidement que la zone de vide. L'écart entre la zone saine et la zone de vide est de 20°C juste après l'arrêt du chauffage. C'est un écart très largement suffisant pour identifier facilement les défauts d'injection. Avec une simple analyse temporelle (Fig.11), on voit que le recouvrement partiel du capot induit encore une variation des températures autour de l'évent frontal. Le chauffage n'est pas totalement homogène. Ce phénomène inhérent au recouvrement de l'inducteur peut entraîner une interprétation erronée au niveau de cette zone. C'est pourquoi, il a été réalisé un traitement fréquentiel des images thermiques.

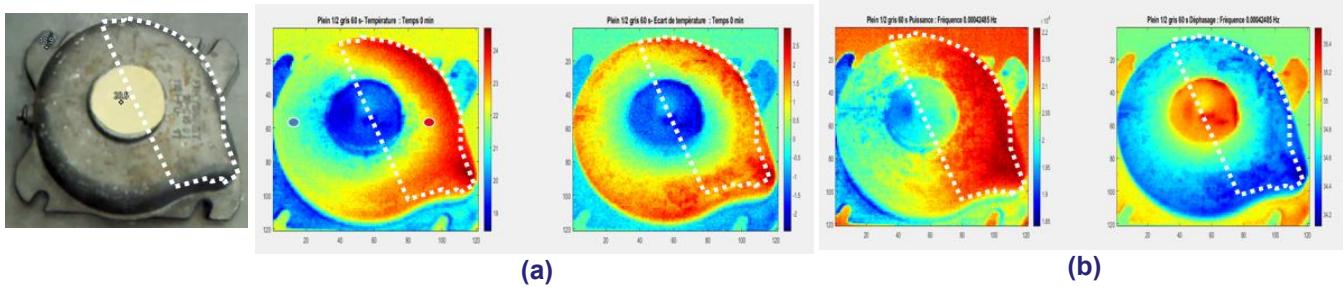
En appliquant une analyse en fréquence des images thermiques par FFT (Fig.12), on note que l'hétérogénéité du chauffage de l'inducteur autour de l'évent frontal est diminuée. La chaleur accumulée au droit de la zone de vide se voit plus uniformément répartie de même qu'au niveau du coulis. Le déphasage entre les zones vide et pleine permet d'avoir une information redondante mais de nature différente et conforme bien la présence d'un défaut significatif.



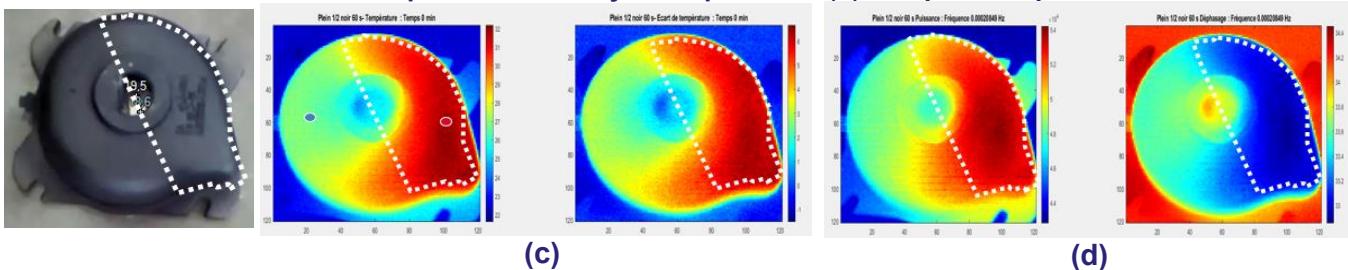
**Figure 12 : Remplissage à ¼ du volume du capot - images thermiques en puissance et phase à la fréquence la plus basse - courbes entre une zone pleine (courbe bleue) et une zone vide (courbe rouge)**

### B. Influence de la peinture

L'un des premiers tests a été de réaliser un chauffage par induction sur un capot avec sa peinture d'origine (gris métallique) et un autre test avec le même capot peint en noir mat. Le capot présente un remplissage à moitié vide (Fig.13 et 14).



**Figure 13 : Exemple d'un remplissage à ½ du volume d'un capot gris - de gauche à droite : Photo capot - Analyse temporelle (a) : images thermiques températures absolues – image thermique des écarts de températures - Analyse fréquentielle (b) : amplitude - phase**



**Figure 14 : Exemple d'un remplissage à ½ du volume du capot noir - de gauche à droite : photo capot - Analyse temporelle (c) : images thermiques températures absolues – image thermique des écarts de températures - Analyse fréquentielle (d) : amplitude – phase**

- **Capot gris** (Fig.13) : Les températures de surface sont de l'ordre de 27°C au droit de la zone de vide et de 22 °C au droit de la zone pleine. Un écart de 5°C est jugé significatif pour se prononcer sur la présence de vide. Sans traitement particulier, les cartographies de températures présentent un niveau de bruit important. Les images thermiques sont moins nettes. Ceci est lié à l'émissivité de la peinture grise (~0.8). Il est toutefois possible avec les simples températures de surface (Fig.13-a) de détecter partiellement la zone de vide de celle pleine en début de phase de refroidissement. En PPT (Fig.13-b), en amplitude, pour la fréquence la plus basse, la zone de vide et la zone pleine se distinguent plus facilement et sur une plus grande surface.
- **Capot noir** (Fig.14) : la détection et la distinction entre zone de vide et zone pleine sont beaucoup plus évidentes aussi bien en traitement temporel (Fig.14-c) qu'en traitement fréquentiel. Les images en températures absolues ou en écart de températures sont quasi similaires et peu entachées de bruit. En fréquentiel (Fig.14-d), les deux zones vide et pleine sont également facilement identifiables aussi bien en amplitude qu'en phase.

## C. Bilan

Le défaut de remplissage est mis en évidence dans la phase de refroidissement moins de 2 minutes après l'arrêt du chauffage. Les images thermiques sans traitement particulier permettent une détection rapide mais peu précise des défauts. Par contre, images dans les fréquences les plus basses améliorent la détection des défauts de remplissage en atténuant l'influence de l'hétérogénéité du chauffage. Ainsi pour améliorer la détection sur le terrain, une mise en peinture en noir mat du capot est possible. En post-acquisition, un traitement par thermographie en phase pulsée (PPT) est préconisé. Pour intervenir sur l'ouvrage constitué de dispositif ancrage 31C15 (31 torons), il a été nécessaire de fabriquer à façon un inducteur adapté et de réaliser des essais sur un dispositif d'ancrage complet.

### III.3 Essai de faisabilité avec un inducteur pour capot 31C15

Dans cette phase, deux têtes d'ancrage complètes ont été testées. Les têtes sont composées d'un capot, d'une tromplaque, de torons bloqués avec des clavettes et injectés par du coulis de ciment (Fig. 15).



Figure 15 : Têtes complètes d'ancrage 31C15

Les essais ont montré que la méthode permet de détecter des défauts d'injection sur un dispositif complet d'ancrage. La présence des torons et du bloc d'ancrage n'influence pas la qualité de détection.

### III.4 Synthèse des résultats obtenus sur l'ensemble du protocole expérimental

Les résultats sont les suivants :

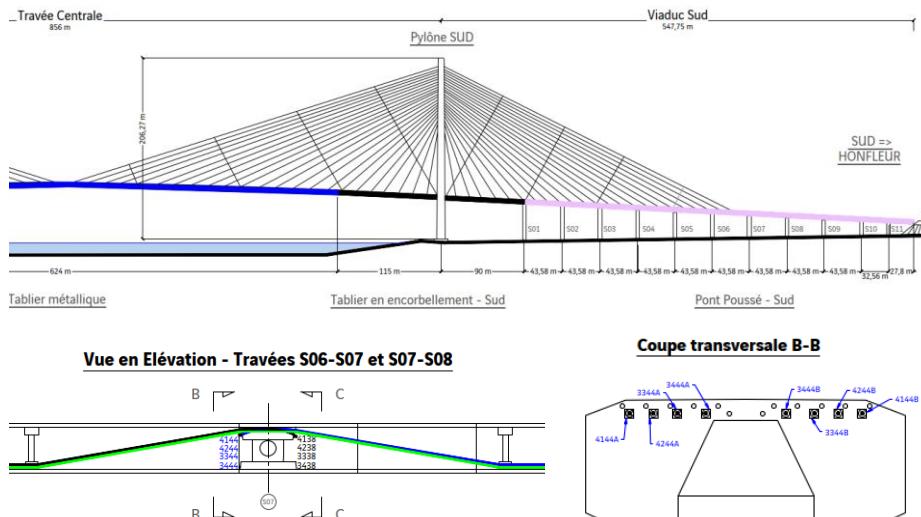
- **Détection de défaut de remplissage :** 5 configurations de remplissage ont été testés. Les défauts de remplissage sont détectés rapidement dans la phase de refroidissement, de 1 à 2 min après avoir enlevé l'inducteur du capot. Les températures sont plus faibles en surface en présence de coulis et plus élevées au droit des vides. Les résultats ont mis en évidence la possibilité de détecter un vide d'au moins  $\frac{1}{4}$  du volume du capot.
- **Temps de chauffage :** Les temps de chauffage de 30 s et 60 s sont bien adaptés à la détection des défauts de remplissage. Le temps de chauffe de 30 s est suffisant pour mettre en évidence un vide.
- **Inducteur :** Le chauffage est relativement uniforme sur la surface couverte par l'inducteur. Un inducteur doit être fabriqué pour chaque type de capot.
- **Peinture :** La couleur grise métallique (couleur d'origine) des capots entraîne un bruit de mesure visible sur les thermogrammes qui diminue la qualité de détection. La peinture noir mat améliore la qualité de détection en diminuant le bruit de mesure (réflexion parasite).
- **Traitement de signal :** Les analyses temporelle et fréquentielle sont réalisées sur la phase de refroidissement des capots. Les traitements temporels des images thermiques permettent de distinguer les zones vides des zones pleines. Les traitements fréquentiels en amplitude et en phase permettent de réduire le bruit et d'identifier plus facilement les zones de vide des zones pleines.

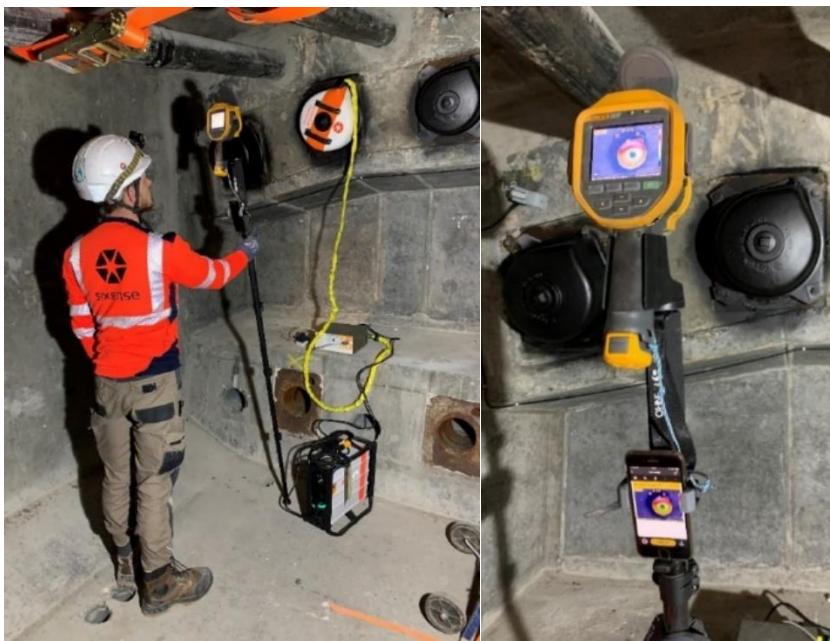
Une campagne de contrôle sur l'ouvrage a été mené pour tester l'efficacité opérationnelle de la méthode, les possibilités et les contraintes de mise en œuvre sur site et d'optimiser la prise de mesure.

## IV. LA CAMPAGNE DE CONTROLE SUR LE PONT DE NORMANDIE

La campagne de contrôle de la qualité de remplissage des capots des têtes d'ancrage 31C15 du système de précontrainte extérieure du pont de Normandie s'est déroulée en juillet 2024.

Une analyse préalable du dossier d'ouvrage a été réalisé pour identifier les capots susceptibles de présenter des défauts. Les injections de coulis de ciment sur le viaduc d'accès Sud ont été réalisées depuis les têtes Sud vers les têtes Nord. Au total, 59 capots répartis entre les capots d'injection Sud et les capots de sortie d'injection Nord des ouvrages de la rampe d'accès Sud ont été contrôlés.





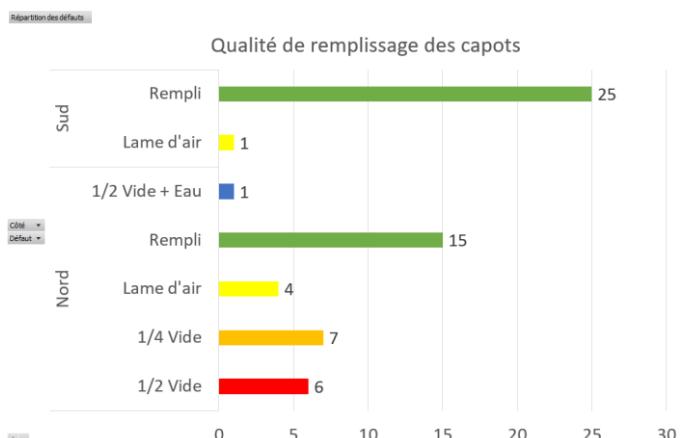
**Figure 17 : Contrôle de la qualité de remplissage sur le viaduc d'accès Sud du pont de Normandie  
Batterie 2700 kWh – Source 3500 W – inducteur – camera Fluke**

Un temps de chauffage de 60 s permet de tester une trentaine de capots avec un générateur de batterie.  
Un PV de contrôle par capot est édité avec 5 classes de remplissage.

## IV.2 Résultats de la campagne de contrôle

La campagne de contrôle a duré 5 jours (26 têtes Sud – 33 têtes Nord).

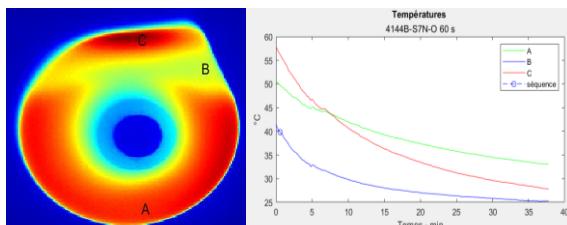
Les résultats montrent que 25 capots Sud (tête d'injection du coulis) présentent un remplissage complet. Seul un capot présente une lame d'air (quelques millimètres de vide). Pour les capots Nord (sortie d'injection), 15 capots présentent un remplissage complet, 17 capots un remplissage incomplet allant de la simple lame d'air à un vide représentant la moitié du volume d'un capot. Un capot présente un remplissage incomplet avec présence d'eau.



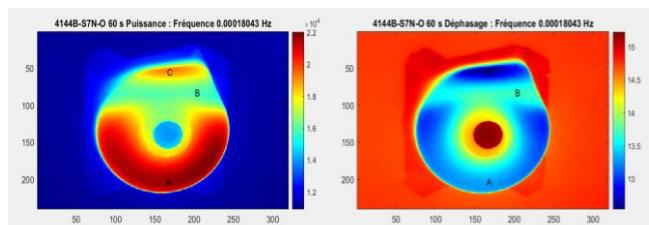
**Figure 18 : Résultats sur la qualité de remplissage des capots de la rampe Sud du pont de Normandie**

## IV.3 Cas de la présence d'eau dans un capot

Trois capots ont été déposés pour réaliser un contrôle visuel : 2 identifiés comme à moitié vide et 1 présentant une signature thermique jamais rencontrée auparavant lors des essais en laboratoire.



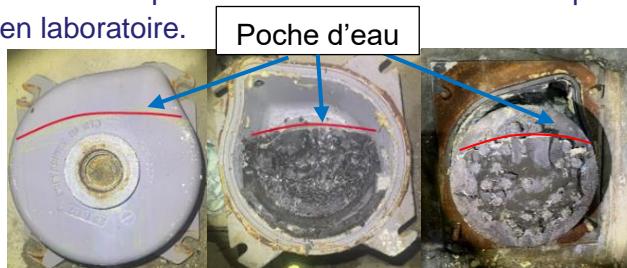
**Figure 19-a : Analyse temporelle  
Image thermique en température**



**Figure 19-b : Analyse fréquentielle  
Image thermique en amplitude et phase**

En effet, sur la phase de refroidissement, on observe sur les courbes de températures (image thermique et courbes, fig.19-a) que la zone plus « froide » (B) est encadrée par deux zones plus chaudes (C) et (A). On note que la zone (C) diminue plus rapidement que la zone (A). La présence d'une poche d'eau permet d'expliquer l'évolution observée sur les courbes de températures pour chaque zone et la distribution des températures de surface du capot.

Lors du démontage, il a été observé la présence d'eau sortant de ce capot. Une quantité d'eau a pu être récoltée pour des analyses en laboratoire.



**Figure 20 : Capot déposé présentant une poche d'eau**

Le remplissage de l'évent de la tromplaque en partie supérieure a été constaté. Aucune corrosion des torons, des clavettes et du bloc n'a été observée. Aucun ressouge important ou pâte blanche au niveau du coulis n'a été observé également lors de la dépose du capot.

L'eau analysée en laboratoire présente des concentrations en ions chlorures et sulfures (< 60 ppm) négligeables et son pH est de l'ordre de 13. Son origine est probablement liée à un test d'étanchéité à l'eau avant l'injection au coulis de ciment et a probablement été emprisonnée dans la poche de vide.

## V. Apports de la nouvelle technologie & perspectives

Cette nouvelle technique basée sur la thermographie à phase pulsée à l'aide d'un chauffage par induction électromagnétique permet de contrôler la qualité de remplissage au coulis de ciment des capots métalliques des ancrages de précontrainte extérieure, sans avoir besoin de les démonter. Elle permet de détecter tous les défauts de remplissage tels que les vides mais aussi l'eau emprisonnée dans les poches de vide. La détection reste toutefois limitée au volume du capot.

Cette technologie a été développée afin de répondre au besoin de la CCI Seine Estuaire. Le maître d'ouvrage a souhaité améliorer le diagnostic de la précontrainte extérieure de son ouvrage afin d'évaluer les risques sur certains organes sensibles et de cibler d'éventuels travaux de maintenance.

La campagne de contrôle a ainsi pu confirmer la présence de défauts récurrents de remplissage au niveau des capots des têtes d'ancrage de sortie d'injection de la précontrainte extérieure des ouvrages d'accès de la rampe Sud. La dépose de trois capots présentant des défauts d'injection a permis de confirmer les résultats du contrôle thermographique (présence et volume de vide, poche d'eau). L'eau analysée ne présente pas de caractères agressifs pour les torons.

Dans le cadre d'un diagnostic, cette nouvelle méthode peut donc aider, à moindre coût, à cibler les câbles présentant des défauts d'injection susceptibles de présenter un risque de corrosion pouvant conduire à la rupture au niveau des ancrages. Cette nouvelle technique simple à déployer, rapide à mettre en place et facilement interprétable sur site peut s'adapter à tous les systèmes d'ancrage constitués de capots métalliques. Seul l'inducteur doit être réalisé à façon suivant les modèles des capots. Elle peut ainsi facilement s'inscrire comme méthode complémentaire dans le panel des méthodes de diagnostic de la précontrainte extérieure protégée par du coulis de ciment [4].

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] La pérennité du béton précontraint. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, B. Godart (2014)
- [2] Nondestructive Evaluation of External Post-Tensioning Systems to Detect Grout Defects, Terzioglu, Al. (2019)
- [3] Quantitative Pulse-Phase-Thermography for Masonry and Concrete Structures, Arnd R. - ECNDT (2006)
- [4] Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure, Cerema Note d'Information OA n°03 (2018)

# Nouvelle méthode de détection des ruptures d'armatures dans les câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment

**BESSOULE Nicolas<sup>1</sup>, CARDE Christophe<sup>1</sup>, DERIMAY Julien<sup>3</sup>, HARTOUT Olivier<sup>2</sup>,  
TONNOIR Bernard<sup>1</sup>, ZIVANOVIC Ivica<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> SIXENSE Engineering, [prénom.nom@sixense-group.com](mailto:prénom.nom@sixense-group.com)

<sup>2</sup> Conseil Départemental de Seine-Maritime, [olivier.hartout@seinemaritime.fr](mailto:olivier.hartout@seinemaritime.fr)

<sup>3</sup> SANEF, [julien.derimay@sanef.com](mailto:julien.derimay@sanef.com)

<sup>4</sup> FREYSSINET, [ivica.zivanovic@freyssinet.com](mailto:ivica.zivanovic@freyssinet.com)

## Résumé

L'effet mécanique d'une rupture d'armature dans un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment consiste essentiellement en une redistribution des déformations et des contraintes le long du câble, avec l'apparition de faibles allongements dans la zone de rupture, compensés par des raccourcissements plus faibles encore dans la zone courante.

La méthode de détection des ruptures de fils ou torons proposée par SIXENSE est basée sur la mesure de ces raccourcissements : un nouveau dispositif d'instrumentation a spécifiquement été développé dans ce but.

Cette nouvelle méthode de détection des ruptures d'armatures se positionne comme une alternative à la méthode traditionnelle de surveillance acoustique et poursuit le même objectif : détecter le signe d'une perte très partielle mais brutale de l'énergie du câble de précontrainte qui est libérée lors de la rupture d'une de ses armatures.

L'article présente la conception du dispositif de mesure et ses avantages, ainsi que le retour d'expérience de son comportement après plusieurs mois de surveillance de câbles de précontrainte extérieure suspects sur le Pont de Brotonne. Un principe d'instrumentation est proposé en fin d'article permettant de généraliser l'approche de surveillance des câbles de précontrainte extérieure pour un ouvrage type.

Mots clés : précontrainte extérieure, instrumentation, armature, rupture, détection

## I. CONTEXTE ET MOTIVATION DU DÉVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE MÉTHODE DE SURVEILLANCE

Ces dernières années, certains maîtres d'ouvrage ont été confrontés à des ruptures d'armatures dans les câbles assurant la précontrainte extérieure de leurs grands ouvrages, allant parfois jusqu'à la rupture totale d'un câble. La cause de ces ruptures n'est autre que la corrosion de l'acier qui est endommagé malgré la protection conférée par la gaine PEHD.

Cette corrosion peut être d'origine endogène, liée à une absence de coulis, ou à une hétérogénéité locale de compacité ou de composition (teneurs anormales en ciment et/ou adjuvants). On la suspectera alors de s'installer plutôt dans les points hauts du tracé du câblage, au cœur des déviateurs, où le plein remplissage en coulis est toujours difficile à assurer.

En zone d'exposition agressive (particulièrement maritime), la corrosion peut également être d'origine exogène, en s'infiltrant notamment au droit des manchons de raccordement des gaines qui constituent, de fait, des points d'entrée privilégiés d'humidité et d'ions chlorures.

Pour évaluer le niveau d'endommagement d'un câble suspecté de corrosion et en assurer la surveillance, l'état de l'art repose actuellement sur :

- i. Des méthodes de contrôle non-destructif (CND) qui permettent d'apprécier le risque d'endommagement - *comme la détection des vides de remplissage dans les conduits par thermographie infra-rouge ou la détection de présence de pâte blanche par sonde capacitive* - ou qui permettent de détecter la présence de corrosion sur les armatures de précontrainte - *par auscultation magnétique au moyen de bobines*. Le principal défaut de toutes ces méthodes est de ne pouvoir accéder aux zones les plus sensibles à l'intérieur des entretoises de déviation.
- ii. La méthode de surveillance acoustique qui permet de détecter la survenance de ruptures sur les armatures de précontrainte. Cette méthode, déjà en application sur quelques ouvrages, nécessite le déploiement sur site d'un matériel conséquent et l'enregistrement en continu des signaux acoustiques à des fréquences d'enregistrement très élevées (plusieurs dizaines de KHz). Le coût de mise en place d'un tel système est donc relativement élevé et cette méthode de surveillance reste une solution réservée aux grands ouvrages stratégiques, ou aux ouvrages pathologiques sur lesquels des ruptures de câbles sont déjà survenues.

Afin de permettre aux maîtres d'ouvrages d'engager une démarche de surveillance préventive des câbles de précontrainte extérieure injectées au coulis de ciment, avec un dispositif présentant un coût modéré, SIXENSE s'est engagée dans le développement d'une nouvelle solution de détection des ruptures de fils. Il s'agit d'une méthode purement mécanique qui s'attache à mesurer l'effet principal de l'énergie mécanique libérée par la rupture d'un fil, à savoir la redistribution des microdéformations le long du câble provoquée par la rupture d'une armature.

Cette nouvelle méthode repose sur deux développements menés en parallèle :

- Un modèle mathématique général qui permet de recalculer, rupture après rupture des fils élémentaires, les contraintes et déformations qui en résultent en tous points d'un câble, jusqu'à la ruine totale. Ce modèle a été nourri, pour le choix de certains paramètres, d'informations acquises lors d'essais de ruptures de fils provoquées sur ouvrages réels (voir référence [6] en fin d'article).
- Un dispositif de mesure spécifique comportant un capteur de déformation haute sensibilité, installé sur le câble à surveiller, et qui constitue le détecteur des signaux mécaniques accompagnant la rupture d'un fil unitaire.

## II. LE DISPOSITIF DE MESURE « EXTENDO »

### II.1 La conception du dispositif d'après l'exploitation du modèle mathématique de comportement des câbles à la rupture

Le modèle mathématique général de comportement des câbles à la rupture<sup>3</sup> a été utilisé pour définir les caractéristiques nécessaires du système de détection en effectuant différentes recherches paramétriques sur les configurations les plus difficiles à appréhender qui, à la suite d'une rupture de fil, conduisent à des raccourcissements minimaux.

Par exemple, la configuration suivante a été étudiée pour évaluer les plus faibles signaux émis lors de la rupture d'un premier fil :

- unité de précontrainte très puissante : câble 27T15,
- grande longueur de la branche de rupture : 60 mètres,
- faible tension relative dans le câble : 900 MPa,
- coulis de ciment de bonne qualité, avec une forte capacité de réancrage : 30k N/ml.

Pour cette configuration de câblage particulièrement défavorable, c'est-à-dire peu propice à développer de grandes déformations lors de la rupture des fils d'un premier toron, le modèle calcule de fait des raccourcissements compris entre 0,7 et  $1,4 \cdot 10^{-6}$  pour les 6 premiers fils, et  $8 \cdot 10^{-6}$  pour le premier toron.

Nous en avons déduit la résolution minimale que devrait posséder un capteur de déformation dédié à la détection du « plus petit signal attendu de la rupture d'un fil dans un câble de précontrainte extérieure », à savoir  $0,1 \mu\text{def}$  ou  $1 \cdot 10^{-7}$ .

C'est dans cet objectif qu'a été conçu le principe d'un appareillage pour mesurer de manière précise et fiable ce bas niveau de micro-déformation. L'instrument de mesure fournit un signal proportionnel à la déformation relative (en «  $10^{-7}$  ») du support sur lequel il est attaché.

Le dispositif tient en l'association :

- d'un système de fixation spécifique pour gaine PEHD,
- d'un instrument de mesure de haute sensibilité.

Le dispositif, dont la désignation commerciale est Extendo®, a fait l'objet d'un dépôt de brevet d'invention auprès de l'INPI en fin d'année 2023.

### II.2. Le système de fixation

Le système de fixation a été spécialement étudié, du fait de la nature du matériau support (le PEHD), dont les caractéristiques sont très différentes de celles des matériaux durs qui sont instrumentés en génie civil, et que sont le béton et l'acier :

- le PEHD ne se prête pas du tout au collage, de jauge de déformation notamment,
- ses caractéristiques mécaniques sont très faibles, et il supporte mal les efforts exercés en retour par les capteurs trop raides auxquels on transfère les déformations à mesurer. C'est un matériau trop « plastique », dans le sens mécanique du terme, car il est sujet aux déformations de fluage.

---

<sup>3</sup> Nous renvoyons à la lecture de l'article « Enseignements fournis par le suivi instrumental de la découpe d'armatures dans un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment et modélisation de la redistribution dans le câble des déformations et des contraintes », AFGC Colloque Câbles 2025

Il a donc été décidé de rendre le capteur de mesure solidaire de la gaine par le biais de deux supports opposés, fixés sur la gaine par 6 vis auto-foreuses, et supportant le capteur de déformation qui mesurera leur déplacement relatif.

Le dispositif est normalement posé sur la génératrice supérieure de la gaine PEHD, mais peut également trouver place sur une génératrice quelconque s'il y a un problème d'accès, ou de proximité avec un autre câble, ou la présence gênante de sangles de sécurité.

Les vis de fixation sont mises en œuvre après une étape de pré-percement de la gaine, avec un foret de faible diamètre. Elles traversent l'épaisseur du PEHD et pointent légèrement dans le coulis de ciment, sur une profondeur très limitée.

Au final, la méthode de fixation du dispositif sur la gaine répond à un ensemble d'exigences :

1. assurer une solidarité parfaite et permanente avec le câble dont on veut mesurer les déformations,
2. être peu sensible aux autres paramètres d'influence, et notamment la température,
3. ne pas altérer localement l'étanchéité de la gaine aux agents de corrosion,
4. être fiable et pérenne pour permettre la surveillance à long terme.

Nous avons désormais de bonnes assurances quant aux points 1 et 2.

Concernant le point 3, relatif à la problématique de l'étanchéité au droit des percements réalisés dans la gaine, la solution actuelle qui consiste à appliquer un joint à pâte (polymère) dans les percements, lors du serrage des vis, de manière à en épouser parfaitement les contours, donne satisfaction pour des câbles abrités dans des poutres caisson fermées. Pour le cas particulier d'une instrumentation qui viserait des câbles positionnés à l'intérieur de poutres caissons à âmes ajourées, exposés au vent et à la pluie, une solution offrant une meilleure garantie de tenue d'étanchéité sur le long terme pourrait être étudiée.

Le point 4 est actuellement en cours de validation sur les premières instrumentations, dont nous partageons une série de résultats dans le chapitre IV.

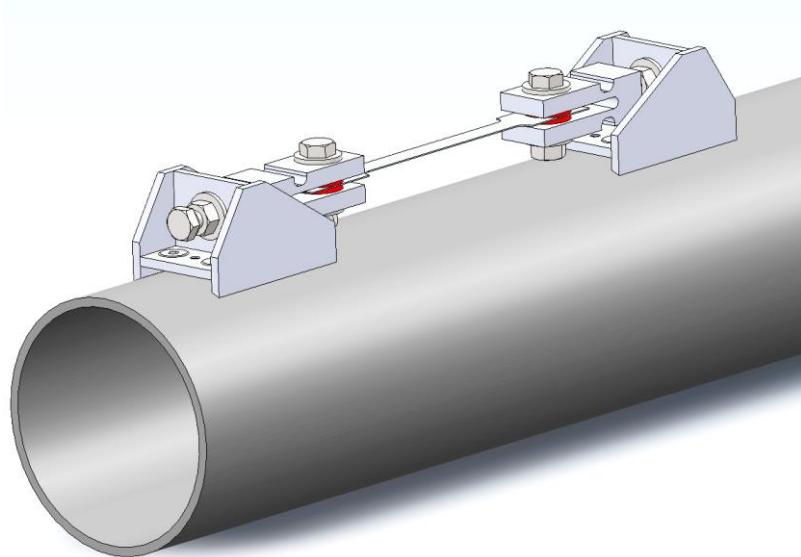
### II.3. L'instrument de mesure

Les choix métrologiques adoptés pour le capteur, cœur du dispositif de mesure, permettent de compter sur une résolution toujours meilleure que le  $10^{-7}$ . Plusieurs versions ont été étudiées et, selon le modèle, la plus faible déformation mesurable peut aller de « 1/12<sup>ème</sup> à 1/30<sup>ème</sup> de  $10^{-6}$  », sensibilités qui répondent à toutes les configurations qu'on peut rencontrer sur les ouvrages d'art.

Le principe de mesurage qui a été choisi a, depuis longtemps, fait ses preuves de précision et de fiabilité pour la réalisation de nombreux capteurs : il consiste en un assemblage de jauge dit « en pont de Wheatstone ». Le pont de jauge est collé sur un clinquant métallique, solidaire du système de fixation à la gaine décrit plus haut.

Comme un dispositif positionné en zone courante d'un câble n'est censé mesurer que des raccourcissements, il est nécessaire de communiquer au clinquant une légère « pré-tension » au montage pour régler le dispositif sur la plage de mesure attendue. Cette pré-tension est réalisée par une vis de réglage spécifique.

Le dispositif de mesure fixé, pour l'exemple, sur une gaine PEHD de 110 mm de diamètre, est représenté sur la figure ci-après.



**Figure n°1 : vue d'ensemble du dispositif de mesure**



**Figure n°2 : vue du dispositif en place (Pont de Brottonne)**



**Figure n°3 : vue du dispositif avec son capot de protection**

## II.4 Autres caractéristiques du dispositif

### Système d'acquisition

Les microdéformations attendues, de faible amplitude, sont enregistrées par une centrale d'acquisition de sensibilité minimale « 1  $\mu$ V », au besoin connectée au réseau GSM pour une consultation des données à distance via un portail web.

### Fréquence d'acquisition

La cadence d'acquisition des microdéformations est de l'ordre de « 1 mesure toutes les 1 à quelques minutes », intervalle à choisir à l'issue d'une période d'apprentissage : il importe en effet de vérifier si, entre 2 mesures consécutives, la dérive thermique est suffisamment limitée pour ne pas être confondue avec l'effet de la rupture d'un fil. Les explications sur ce point sont présentées au chapitre IV.

### Dimensions

L'encombrement du dispositif est relativement réduit. Le capot protecteur des différents modèles reste compris dans un volume de 8 x 8 x 32 cm<sup>3</sup>.

### III. LES SIGNAUX CAPTÉS SUR UN TEMPS COURT

#### III.1 Configuration des mesures

La réponse du dispositif de mesure a été testée dans le cadre de différentes configurations d'essais, à l'occasion de la découpe d'armatures de précontrainte sur des câbles de construction devenus inutiles en service et voués à être déposés sur le viaduc d'Echinghen (SANEF).

Les câbles ayant fait l'objet des essais étaient des câbles droits de type 19T15, positionnés en intrados de hourdis, avec une contrainte résiduelle évaluée à 700 MPa (tendus initialement à 0,55.FRg).



Figure n°4 : Viaduc d'Echinghen – Vue des câbles droits démontés en intrados de hourdis

Sur chacun des câbles instrumentés C1 et C2, les essais ont consisté à installer le dispositif de mesure selon plusieurs positions le long du câble et à enregistrer les signaux au fur et à mesure du sciage, fil après fil, des 7 fils de plusieurs torons à l'aide d'une micro-disqueuse. Au total, huit enregistrements ont pu être effectués (2 torons x 2 câbles x 2 positions des appareils).

La figure ci-dessous illustre l'une des configurations testées, sur le câble C1 de 38 ml de longueur, avec un dispositif de mesure situé « le plus loin possible » de la zone de sciage (exécutée au milieu du câble), soit une distance d'environ 15,5 ml.

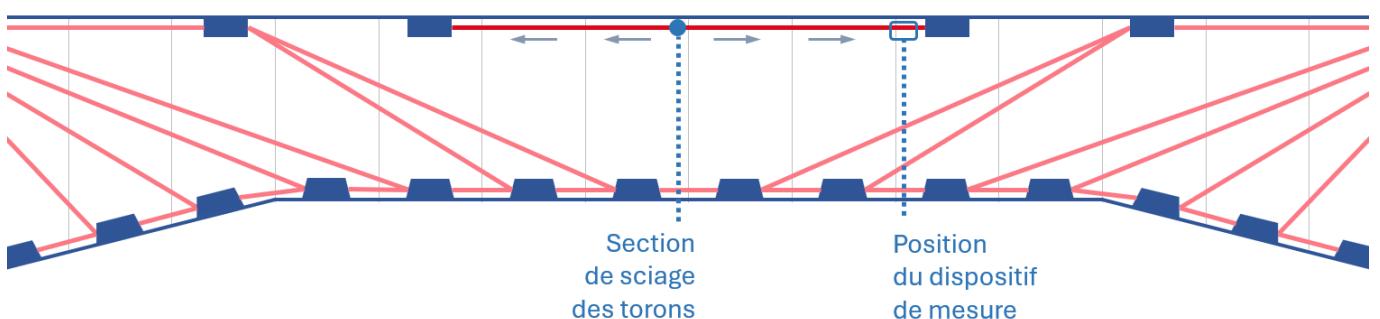


Figure n°5 : configuration de la situation d'essai illustrée sur le câble démonté C1

### III.2 Caractéristiques des signaux

Les mesures ont été réalisées sous fermeture du tablier concerné par le changement de câble (pas de perturbation liée à la circulation des véhicules). La cadence d'enregistrement a été de 1 mesure toutes les 2 secondes, pendant une période durant laquelle 2 torons T15 ont été découpés fil à fil (soit au total 14 fils rompus). Les essais ayant été réalisés en période hivernale, la durée réduite de l'enregistrement (1 heure) a permis de quasiment s'affranchir des effets thermiques.

Ces essais expérimentaux ont permis de valider l'apparition d'un incrément de micro-déformation (raccourcissement) qui se produit dans la courbe des enregistrements lors de chaque rupture de fil. Cet incrément, de faible amplitude, se caractérise par un ressaut brutal (cf. figure ci-dessous) qui persiste dans le temps et se retrouve « imprimé » sur le graphique de mesure. On observe une tendance à l'accroissement des micro-déformations au fur et à mesure de la rupture successive des fils d'un même toron (à l'exception du fil #5 qui correspond au fil central du toron). L'amplitude des micro-déformations à la rupture du 7<sup>ème</sup> fil, et donc du toron, est significativement plus élevée.

A noter que les amplitudes des micro-déformations mesurées dans le cadre de ces essais sont plus faibles que celles pouvant être attendues dans un câble normalement tendu (le câble testé n'a été tendu qu'à 0,55.FRg, soit une tension résiduelle estimée à 700 MPa). Malgré tout, les ressauts sont très largement supérieurs à la résolution du dispositif de mesure.

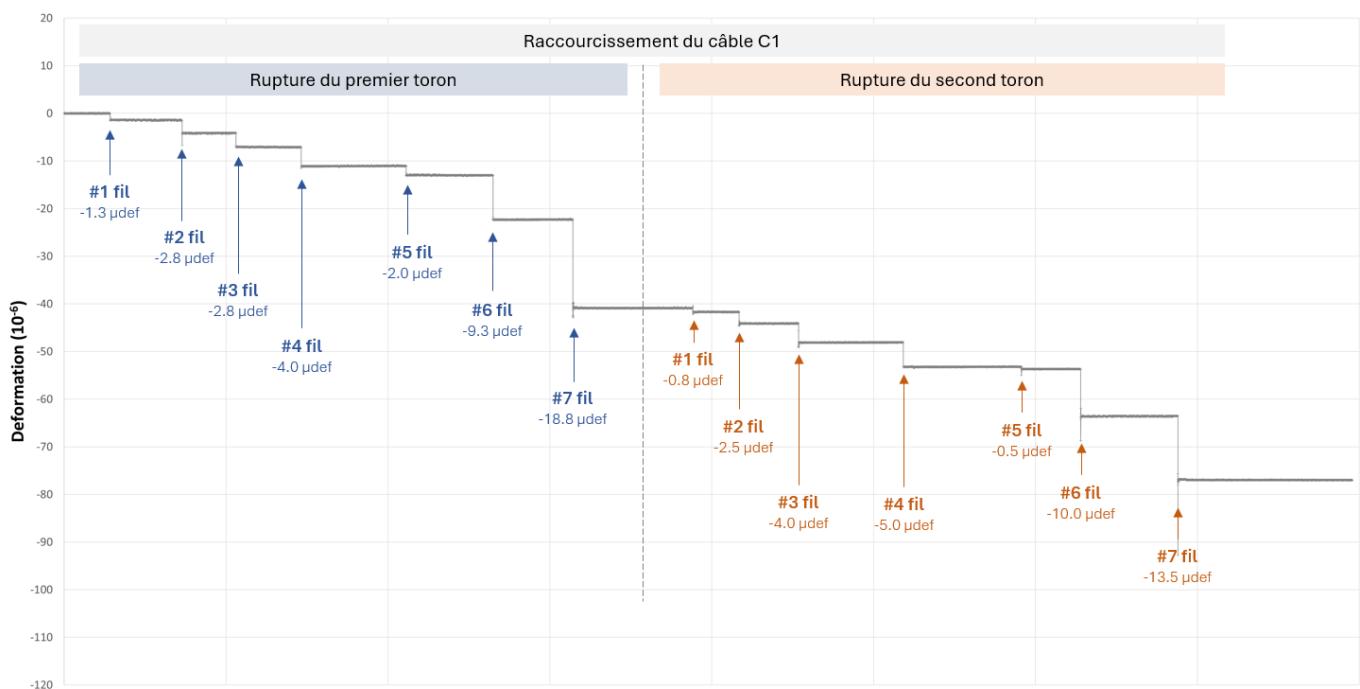


Figure n°6 : représentation graphique d'un enregistrement réalisé à l'occasion de la rupture de 2 torons fil à fil (soit 14 fils rompus) avec le capteur positionné à 15,5 ml de la zone de sciage

N° toron	Ruptures successives fil à fil ( $10^{-6}$ )							Rupture du toron au 7 <sup>ème</sup> fil ( $10^{-6}$ )
	Fil 1	Fil 2	Fil 3	Fil 4	Fil 5	Fil 6	Moyenne	
T1	-1,3	-2,8	-2,8	-4,0	-2,0	-9,3	-3,7	-18,8
T2	-0,8	-2,5	-4,0	-5,0	-0,5	-10,0	-3,8	-13,5

Tableau n°6 : valeurs des micro-déformations de raccourcissement enregistrées lors de la rupture des fils

## IV. LES SIGNAUX CAPTÉS SUR UN TEMPS LONG

### IV.1 Configuration des mesures

Le pont de Brotonne, géré par le Conseil Départemental de Seine-Maritime, est le premier ouvrage sur lequel le dispositif de mesure a été installé pour des mesures de surveillance à long terme. Depuis mars 2024, le dispositif est éprouvé vis-à-vis de sa sensibilité aux paramètres d'influence, en particulier la température, et vis-à-vis de sa fiabilité métrologique, indispensable pour assurer des missions de surveillance à long terme.

La mise en place du dispositif sur 4 câbles de précontrainte extérieure 19T15 et 12T15, mis en œuvre en 1984 pour renforcer le tablier, a été motivée par l'état d'endommagement des têtes d'ancrages situées au niveau des entretoises sur culées, positionnées sous les joints de chaussée et exposées aux venues d'eau.



Figure n°7 : vue d'une tête d'ancrage dégradée par corrosion

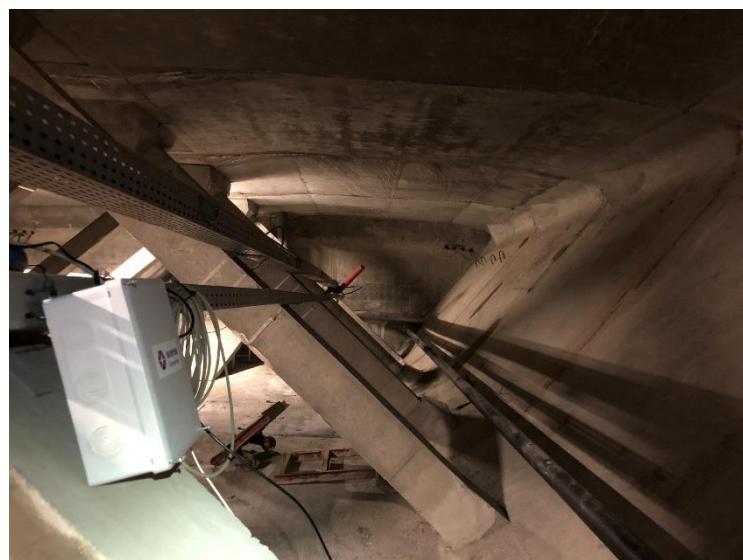


Figure n°8 : vue du câble associé, dans sa branche d'extrémité côté culée, à l'intérieur du caisson

Sur la culée C1, que nous retenons à titre d'exemple pour cet article, la paire de câbles à surveiller correspond à 2 câbles 19T15 identifiés « câbles 2 » sur les plans de construction. Ces câbles sont ancrés au niveau de la culée C1 et courent jusqu'au voussoir 9-10 de la travée P3-P4. Ils sont déviés sur les piles P2 et P3 et restent quasi-horizontaux en travée.

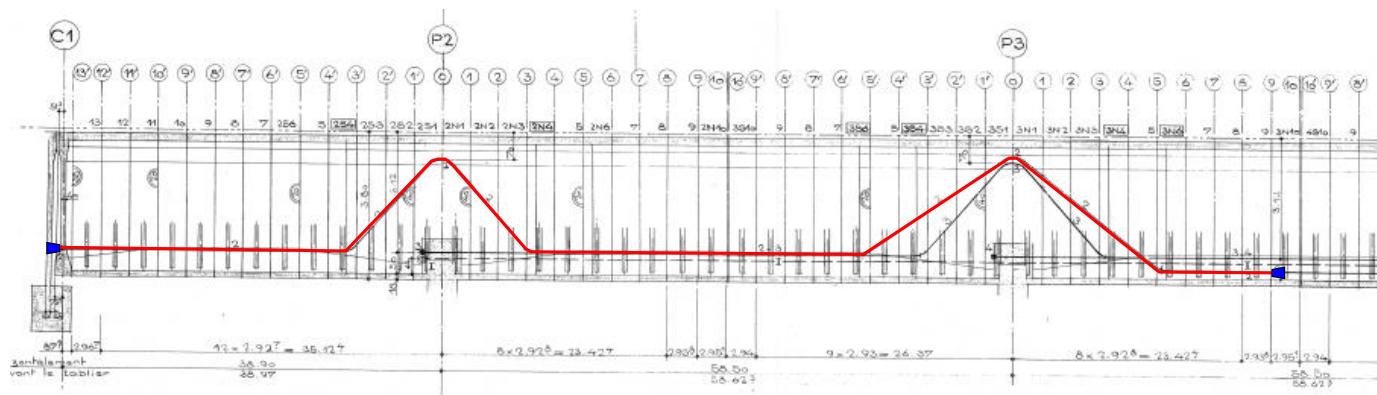


Figure n°9 : tracé de la paire de câbles 2 ancrés sur la culée C1

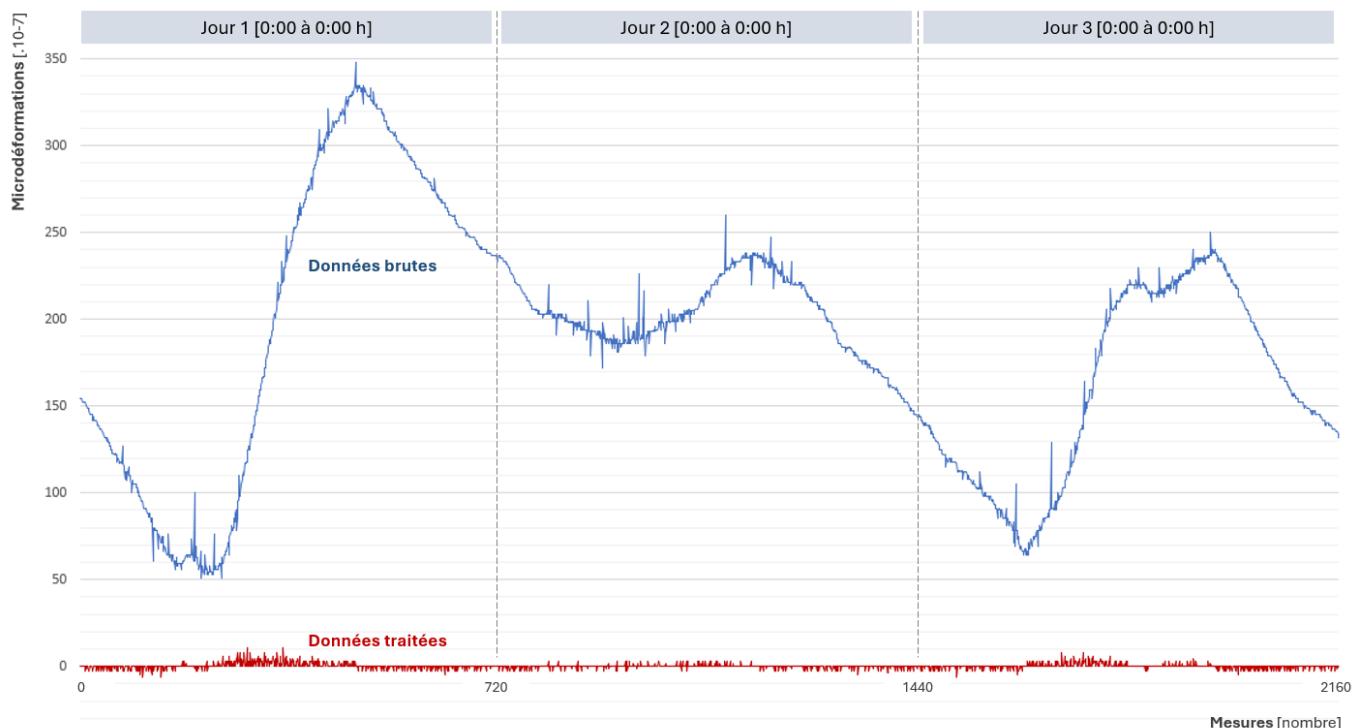
La suspicion de rupture étant localisée au niveau de l'ancrage sur la culée C1, la branche de câble surveillée dans le cadre de cette opération est donc située entre cet ancrage et le premier déviateur bas à proximité de la pile P2. Sur cette portion, le câble est positionné en partie basse de l'âme et se prête facilement à la mise en place d'un dispositif de surveillance.

## IV.2 Caractéristiques des signaux et paramètres d'influence

La figure ci-dessous montre le graphique des déformations mesurées par un dispositif Extendo® sur l'un des câbles 19T15 instrumentés du pont de Brotonne, sur une durée de 3 jours consécutifs.

Les mesures sont prises à une fréquence d'acquisition de 2 minutes, soit 720 mesures par jour.

L'unité du graphique est le  $10^{-7}$  avec « 1 division verticale =  $10 \cdot 10^{-7}$  ou  $1 \cdot 10^{-6}$  ».



**Figure n°10 : mesures enregistrées par le dispositif Extendo sur un câble, sur 3 jours successifs**  
[en bleu les données brutes, en rouge les données traitées]

Les effets des deux paramètres d'influence principaux apparaissent clairement sur le graphique des enregistrements : la température et la circulation des poids lourds.

### La température

Si le capteur est, lui, quasiment insensible à la température, il mesure cependant des déformations apparentes qui sont influencées par les dilatations thermiques différentielles entre le câble et la structure. Le « paramètre d'influence » perturbateur est ici, plus exactement, la « différence entre la température du câble T(K) et la température moyenne du tablier Tm(S) ».

Avec l'ensoleillement, cette différence croît entre 7 heures et 16 heures de sorte qu'on observe ainsi, le Jour 1, une augmentation de la déformation apparente du câble d'environ  $+30 \cdot 10^{-6}$  dans les 9 heures d'intervalle. On peut ainsi présumer qu'à 16 heures, la température moyenne du tablier a pris environ  $3^{\circ}\text{C}$  de plus que la température du câble, différence qui va ensuite progressivement s'amenuiser pendant la nuit.

Dans le cas le plus défavorable, en matinée du Jour 1, la température remonte brutalement : sur une période de 3 heures, le câble se déforme d'environ  $+15.10^{-6}$  (on passe de  $100.10^{-7}$  à  $250.10^{-7}$  sur le graphique de la Figure n°10). La variation maximale de la déformation est d'environ  $5.10^{-6}/\text{heure}$  sous l'effet de l'ensoleillement, soit de l'ordre de  $0,16.10^{-6}$  sur une durée de 2 minutes.

Comme l'incrément de déformation attendu pour les premières ruptures de fils est de l'ordre de  $4.10^{-6}$  (précalculé, en exploitant le modèle mathématique), on dispose ainsi d'un facteur d'échelle x 25 entre le signal d'une rupture et celui de la dérive thermique, ce qui permet de détecter avec certitude la survenance d'une rupture de fil malgré les déformations du câble sous les effets thermiques.

L'amplitude journalière des déformations apparentes pourrait être largement réduite en corigeant les résultats bruts de la différence de température  $T_m(S)-T(K)$ , à condition de mesurer simultanément les deux températures lors de chaque scrutin.

Cette correction thermique, même approximative, ne pourrait qu'être bénéfique à la reconnaissance des plus faibles incréments d'accourcissement susceptibles de témoigner de la rupture d'un fil (voir ci-après).

### La circulation des poids-lourds

Le câble instrumenté est, sur toute sa longueur libre, situé en dessous de l'axe neutre des sections traversées. Il est donc sujet aux allongements de flexion provoquées par le passage des poids lourds sur la travée. Ces allongements se traduisent par des pics d'élargissement (vers le haut sur la courbe bleue), dont la valeur maximale est de l'ordre de  $+5.10^{-6}$ . Quand un poids lourd traverse une travée adjacente, on note en revanche un accourcissement (pic vers le bas) d'une amplitude plus réduite ( $-1$  à  $-2.10^{-6}$ ).

L'effet du passage d'un poids lourd se distingue cependant aisément d'une rupture de fil en analysant les données car d'une part la déformation associée est réversible et ne produit pas de décalage brutal dans la courbe des enregistrements, et, d'autre part, elle de signe opposé.

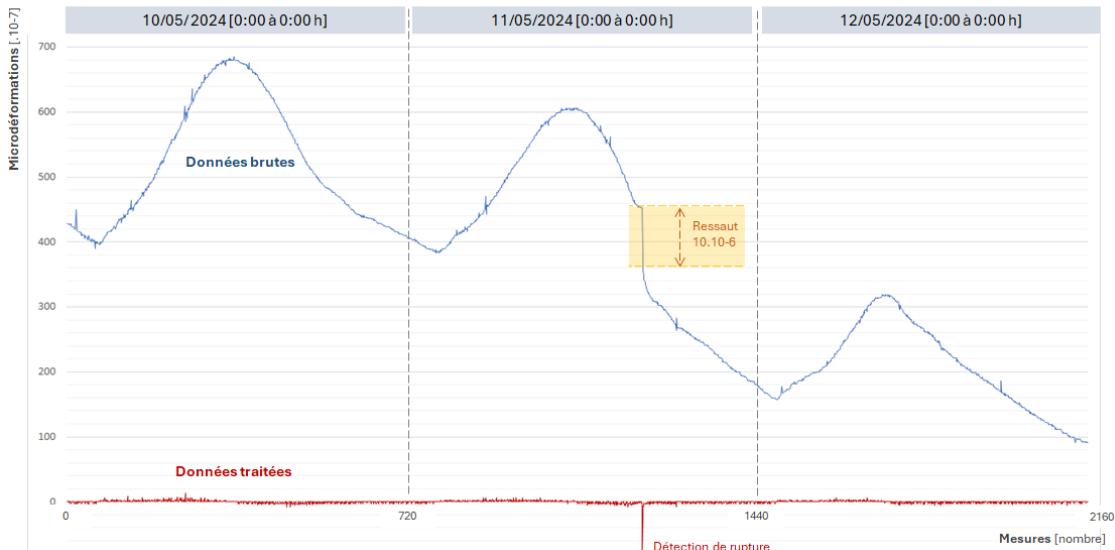
En dehors du passage de véhicules lourds, le graphique des microdéformations peut se montrer très peu bruité, avec des aspérités inférieures à  $1.10^{-6}$  (fins d'après-midi des Jour 1 et Jour 2 par exemple).

## IV.3 Traitement des données

Pour faciliter l'analyse des enregistrements et pré-déceler la présence de ruptures de fils dans les données, un traitement mathématique, par différence de médianes glissantes, permet de filtrer les mesures. Les ruptures ressortent alors sur la courbe traitée (en rouge) par un pic dirigé vers le bas, dont l'amplitude est voisine de celle de l'incrément de déformation qui apparaît sur la courbe brute (en bleu).

Cette étape de pré-détection est évidemment suivie d'un contrôle minutieux des données brutes d'enregistrement au droit du point concerné pour confirmer la survenance de la rupture de fil.

Un tel évènement a d'ailleurs été détecté le 11 mai 2024 sur l'un des câbles surveillés du pont de Brotonne (cf. figure en page suivante).



**Figure n°11 : mesures enregistrées par le dispositif Extendo sur un câble le 11/05/2024**  
[en bleu les données brutes, en rouge les données traitées]

Pour une reconnaissance sûre des plus faibles incrémentés de rupture, la méthode de détection se déroule en deux étapes :

- on considère dans un premier temps le signal traité comme un simple indicateur d'alerte (si présence d'un pic de signe négatif, d'amplitude suffisante, sans alternance) ;
- on confirme ou non l'identification du signal à une rupture de fil par un examen attentif de la courbe brute au droit du point concerné (si décalage brutal et irréversible vers le bas).

L'utilisation d'un algorithme de détection n'est évidemment nécessaire que pour les ruptures de fil dont on n'attend que « quelques  $10^{-6}$  » de raccourcissement, pour les configurations de câble les plus défavorables. On concevra aisément qu'une rupture de toron produisant « quelques dizaines de  $10^{-6}$  » ne passera pas inaperçue sur la courbe brute des déformations.

## V. APPLICATION A L'INSTRUMENTATION D'UN OUVRAGE TYPE

### V.1 Principe général

Il est impératif, si l'on veut pouvoir identifier les premières ruptures de fils par la mesure des raccourcissements, d'avoir positionné un capteur dans la branche du câble où elles sont susceptibles de se produire. Si le dispositif de mesure est situé dans une branche adjacente, l'expérience<sup>4</sup> montre que les frottements aux déviateurs sont généralement suffisants pour empêcher l'extension des redistributions à cette branche, et les premiers raccourcissements qu'on cherche à mesurer restent dès lors cantonnés à la branche de rupture.

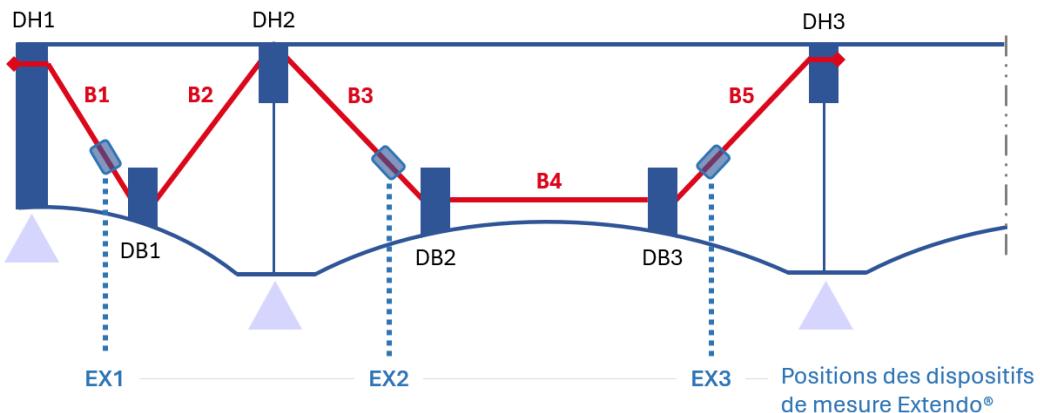
**Le principe d'instrumentation consiste donc à installer 1 appareil de mesure dans la branche où on suspecte de possibles ruptures d'armatures.** Les mesures devant se faire en zone courante du câble, on positionnera le dispositif à bonne distance (5 mètres au minimum, 10 mètres dans l'idéal) de certains points critiques, pour échapper à la longueur de ré-ancrage des armatures qui viendraient à se rompre. Ces points critiques, endroits privilégiés des attaques de corrosion, peuvent être notamment

<sup>4</sup> Il s'agit des enseignements tirés des mesures faites lors de la dépose du câble du pont de l'île de Ré. Voir référence [6] en fin d'article.

imaginés à proximité d'un ancrage, d'un déviateur haut, ou d'un manchon de raccordement défectueux entre tubes PEHD.

## V.2 Exemple d'application

Considérons pour l'exemple un tablier de type poutre caisson fermée dont la précontrainte extérieure est constituée de 8 câbles, tels que représentés sur le schéma ci-dessous.



**Figure n°12 : configuration d'instrumentation type proposée à titre d'exemple**

Chaque câble comporte :

- 5 branches désignées par B1 (côté culée) à B5 (côté pile intermédiaire)
- 3 ancrages/déviateurs hauts, désignés par DH1, DH2, DH3,
- 3 déviateurs bas, désignés par DB1, DB2, DB3.

Soit au total 11 zones bien différenciées où on cherche à détecter d'éventuelles ruptures d'armatures de précontrainte, fil ou toron.

Les risques de rupture sont différents selon la zone, et on peut considérer :

- qu'ils sont plutôt faibles en longueur courante des branches B1 à B5,
- qu'ils sont « modérés » au droit des déviateurs bas DB1, DB2 et DB3,
- qu'ils sont les plus élevés au droit des déviateurs hauts DH1, DH2 et DH3.

Une instrumentation optimale serait constituée de 3 dispositifs Extendo (EX1, EX2, EX3), disposés en bas des branches B1, B3 et B5. Le tableau suivant montre en effet qu'avec 3 appareillages, on est à même de surveiller 9 zones différentes sur les 11 identifiées sur la longueur du câble : seules les branches B2 et B4, où les risques de rupture sont jugés « plutôt faibles », ne sont pas directement surveillées.

Risques de ruptures	Zones surveillées	Proportion surveillée / total
Elevés	DH1, DH2, DH3	3 / 3
Modérés	DB1, DB2, DB3	3 / 3
Faibles	B1, B3, B5	3 / 5
<b>Total zones surveillées</b>		<b>9 / 11</b>

**Tableau n°7 : champ de détection couvert par une instrumentation de 3 dispositifs de mesure par câble**

Pour la mise sous surveillance de la précontrainte extérieure d'un tel tablier, comportant 8 câbles, il faut donc installer 24 dispositifs Extendo®.

## VI. CONCLUSIONS

La méthode Extendo® de surveillance des câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment est basée sur la mesure des raccourcissements qui apparaissent dans la zone courante d'un câble lorsque surviennent les ruptures d'armatures, fil ou toron.

Cette méthode se caractérise par plusieurs points :

- La signature mécanique de la rupture qui est captée par l'appareil consiste en un saut brutal de microdéformation. L'incrément est relativement faible, mais nous avons démontré que son amplitude est parfaitement mesurable par le dispositif, qui est capable de distinguer la rupture d'un fil de celle d'un toron.
- La microdéformation mesurée par le capteur n'est pas fugitive comme peut l'être « l'onde de choc d'une rupture » que la méthode acoustique permet d'identifier, après l'avoir extraite du bruit ambiant. Dans la présente méthode, les déformations persistent et se cumulent, rupture après rupture, ce que montrent bien les différents essais réalisés sur le viaduc d'Echinghen (ainsi que sur le pont de l'île de Ré). L'acquisition des mesures peut donc se faire à très faible fréquence, de l'ordre de « 1 mesure toutes les minutes », ce qui produit un faible volume de données à enregistrer, trier et analyser.
- La méthode permet de comparer les microdéformations mesurées à des valeurs précalculées par un modèle mathématique, dans la configuration particulière du câble instrumenté. Les amplitudes attendues, pour un fil et pour un toron, peuvent ainsi être préalablement « encadrées », en tenant compte des éléments d'incertitude, liés notamment au ré-ancrage dans le coulis.

Ce dispositif de surveillance se présente donc comme une solution fiable et précise pour la détection des ruptures de fils unitaires de torons et a vocation à être déployée à l'avenir pour la surveillance préventive des câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment, sans attendre la survenance d'une rupture de câble pour acter de la nécessité d'instrumenter des ouvrages.

## VII. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] La précontrainte extérieure. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics – Béton 219, Virlogeux M. (1983)
- [2] Durability of post-tensioning tendons. FIB Bulletin 15 (2001)
- [3] La pérennité du béton précontraint. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, B. Godart (2014)
- [4] Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure, Cerema Note d'Information OA n°03 (2018)
- [5] Mechanical impact of wires break in grouted external prestressing tendon. Academic Journal of Civil Engineering, Jonas Aparicio et al. (2023)
- [6] Enseignements fournis par le suivi instrumental de la découpe d'armatures dans un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment et modélisation de la redistribution dans le câble des déformations et des contraintes, AFGC Colloque Câbles 2025

# ***Inspection de tirants d'ancrage par ondes ultrasonores guidées***

**RAVEENDRAN T.<sup>1</sup>, TAILLADE F.<sup>1</sup>, PIRON A.<sup>2</sup>, MOREL F.<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> EDF R&D, [thilakson.raveendran@edf.fr](mailto:thilakson.raveendran@edf.fr)

<sup>1</sup> EDF R&D, [frederic.taillade@edf.fr](mailto:frederic.taillade@edf.fr)

<sup>2</sup> EDF Hydro DTG, [alexis.piron@edf.fr](mailto:alexis.piron@edf.fr)

<sup>3</sup> EDF Hydro CIH, [francois.morel@edf.fr](mailto:francois.morel@edf.fr)

---

## Résumé

Le diagnostic des tirants d'ancrage passifs et précontraints est un sujet crucial pour l'exploitation et la sûreté des ouvrages d'EDF. Les tirants d'ancrage jouent un rôle primordial dans la tenue mécanique des ouvrages et des organes électromécaniques. Ces tirants assurent une liaison entre les éléments structurels d'un composant (chaises palières de vannes, machines tournantes, poutres de pont roulant...) au génie civil ou garantissent la stabilité interne et externe des structures.

Un tirant d'ancrage est généralement constitué par une barre métallique, un assemblage de fils formant un toron ou des fils tréfilés. Selon la configuration, le tirant peut être accessible d'un côté, des deux côtés, ou être entièrement noyé dans la structure.

Actuellement, pour estimer la tension effective des tirants précontraints disposant d'une longueur libre, c'est à dire non scellé sur toute leur longueur, la méthode de référence repose sur le pesage. Certains de ces tirants sont également équipés avec une cellule de charge. Le pesage peut permettre de vérifier une potentielle dérive de la cellule. La mise en œuvre du pesage peut être coûteuse, avoir un impact sur l'exploitation de l'ouvrage et exposer des salariés à des risques. Cette méthode n'est pas applicable pour les ancrages scellés sur toute leur longueur.

Afin de répondre au besoin industriel, une méthodologie d'inspection légère et non destructive est préférable pour déterminer l'intégrité et l'état de conservation (usure par corrosion) de l'armature et, dans le cas des tirants précontraints, d'estimer la tension effective.

Dans cette étude, nous nous concentrerons sur les tirants disposant d'une longueur libre et nous considérons que l'accès à l'armature est possible d'un seul côté. La méthodologie d'inspection proposée ici, repose sur l'utilisation d'ondes ultrasonores guidées pour l'estimation de la tension résiduelle. Les premiers résultats obtenus sur des échantillons de laboratoire sont en accord avec les simulations numériques et permettent d'envisager l'application de cette méthodologie *in situ*.

## I. Introduction

Le diagnostic des tirants d'ancrage passifs et précontraints est un sujet crucial pour l'exploitation et la sûreté des ouvrages d'EDF. Les tirants d'ancrage jouent un rôle primordial dans la tenue mécanique des ouvrages et des organes électromécaniques. Ces tirants assurent une liaison entre les éléments structurels d'un composant (chaises palières de vannes, machines tournantes, poutres de pont roulant...) au génie civil ou garantissent la stabilité interne et externe des structures.

Un tirant d'ancrage est généralement constitué par une barre métallique, un assemblage de fils formant un toron ou des fils tréfilés. Selon la configuration, le tirant peut être accessible d'un côté, des deux côtés, ou être entièrement noyé dans la structure.

Actuellement, pour estimer la tension effective des tirants précontraints disposant d'une longueur libre, la méthode de référence repose sur le pesage. Elle consiste à tirer sur le tirant à l'aide d'un vérin et ainsi à estimer directement cette tension. Certains de ces tirants sont également équipés avec une cellule de charge. Le pesage peut permettre de vérifier une potentielle dérive de la cellule. La mise en œuvre du pesage peut être coûteuse, avoir un impact sur l'exploitation de l'ouvrage et exposer des salariés à des risques. Cette méthode n'est pas applicable pour les ancrages scellés sur toute leur longueur.

Dans la littérature, il existe des travaux concernant l'exploitation d'ondes ultrasonores pour évaluer la tension. En particulier, les méthodes ultrasonores sont utilisées pour le contrôle d'assemblages boulonnés [1]. La tension est estimée en exploitant l'effet acousto-élastique. Lorsque la tension dans la barre augmente, la vitesse de propagation des ondes est modifiée par rapport à l'état sans contrainte. De nombreuses études ont montré le lien entre la mesure du temps de vol et la tension [2], [3], [4].

En théorie, il serait donc possible à partir de mesures de temps de vol d'estimer la tension. Cependant, le temps de vol dépend également d'autres paramètres et en particulier des propriétés du matériau et de la longueur souvent inconnues. Ainsi en pratique, il est nécessaire de réaliser une étape de calibration avant mise sous tension [5]. Des travaux analogues existent sur l'exploitation d'ondes guidées qui suggèrent également une étape de calibration pour envisager une méthode applicable *in situ* [6], [7].

Ainsi, aux meilleures de nos connaissances, il n'existe pas de méthode permettant de mesurer, de manière absolue, à partir de mesures ultrasonores, la tension sans étape de calibration avant mise sous tension et sans connaître certaines données liées à l'acier et la géométrie.

La première partie de cette étude est dédiée à une étude paramétrique numérique pour identifier un mode sensible à la tension et estimer l'influence des données d'entrée sur cette sensibilité. La seconde partie est expérimentale pour démontrer cette sensibilité.

## II. Etude de sensibilité numérique

La propagation des ondes dans une barre est décrite par les courbes de dispersion. La vitesse de propagation dépend du mode considéré et de la fréquence. Ces courbes de dispersion dépendent des propriétés du matériau et du diamètre dans le cas d'une barre. Dans cette étude, les courbes de dispersion sont calculées à partir de la méthode SAFE [8] sous COMSOL®.

Pour introduire l'effet de la contrainte dans la barre sur les courbes de dispersion, les coefficients de la matrice de rigidité sont modifiés en introduisant les coefficients de Murnaghan (domaine de l'acousto-élasticité) [9].

Les courbes de dispersion ont été calculées pour quatre tensions différentes : 0 kN, 100 kN, 150 kN et 200 kN et en prenant les propriétés données dans le *Tableau 1* avec  $d$  le diamètre de la barre,  $\rho$ , la masse volumique,  $v_L$  et  $v_T$  respectivement la vitesse des ondes longitudinales et transversales. Les résultats sont affichés sur la *Figure 1*.

Tableau n°8 : Propriétés de la barre d'acier

$d$ (mm)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$v_L$ (m/s)	$V_T$ (m/s)	Coefficients de Murnaghan ( $I, m, n$ ) $\times 10^3$ MPa
28.6	7950	5950	3100	(-932 ; -335 ; -1025)

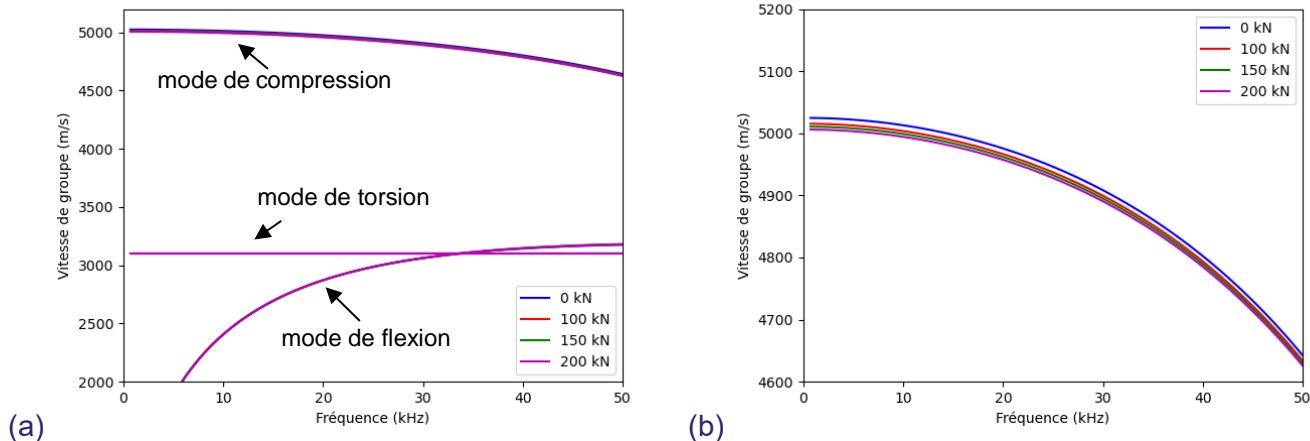


Figure n°1 : (a) Courbes de dispersion calculées à partir de la méthode SAFE et (b) zoom sur le mode de compression

La Figure 1 montre que le mode de compression est principalement affecté par la tension. Les modes de torsion et de flexion ne sont pas sensibles à la tension. Ce résultat est en accord avec les études qui montrent que la sensibilité des ultrasons à la tension est meilleure lorsque la polarisation de l'onde est dans la même direction que l'axe de chargement [10].

Sur la Figure 2, le résultat pour le mode de compression en fonction de la tension pour la fréquence de 30 kHz est affiché.

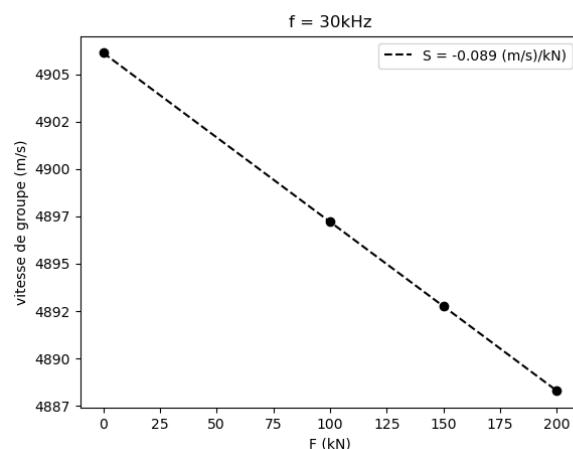


Figure n°2 : Sensibilité en fonction de la tension pour le mode de compression à la fréquence 30 kHz

La sensibilité de ce mode à la tension est linéaire et, pour ce point de fonctionnement, elle est égale à  $-0,089 \text{ (m/s)/kN}$ . Théoriquement, pour estimer la tension résiduelle de manière absolue, il faudrait déterminer le premier point de cette droite lorsque  $F=0 \text{ kN}$ , c'est-à-dire hors tension. En effectuant une mesure sur une barre tendue et en connaissant le coefficient de sensibilité, il serait alors possible d'estimer la tension.

Plusieurs questions se posent pour appliquer cette méthodologie en pratique :

- Dans un premier temps, la sensibilité obtenue bien qu'existant est particulièrement faible : cela correspond pour une longueur de barre de 3,60 m, en considérant un trajet direct, à une variation d'environ 1.5  $\mu$ s pour une variation de 100 kN soit 3  $\mu$ s pour un aller-retour. Les variations de vitesse recherchées sont de l'ordre du dixième de pourcentage.
- En outre, les propriétés de l'acier rencontrées *in situ* sont inconnues. Quel est alors l'impact de ces propriétés sur cette droite de sensibilité ?

Numériquement, nous nous intéressons à l'influence de ces paramètres. Le diamètre de la barre est fixe, égal à 28.6 mm et la masse volumique, la vitesse des ondes longitudinales et transversales et la nuance d'acier sont étudiées successivement.

Lorsqu'un paramètre est étudié, les valeurs des autres paramètres sont celles données dans le *Tableau 1*. Les résultats sont affichés sur la *Figure 3*.

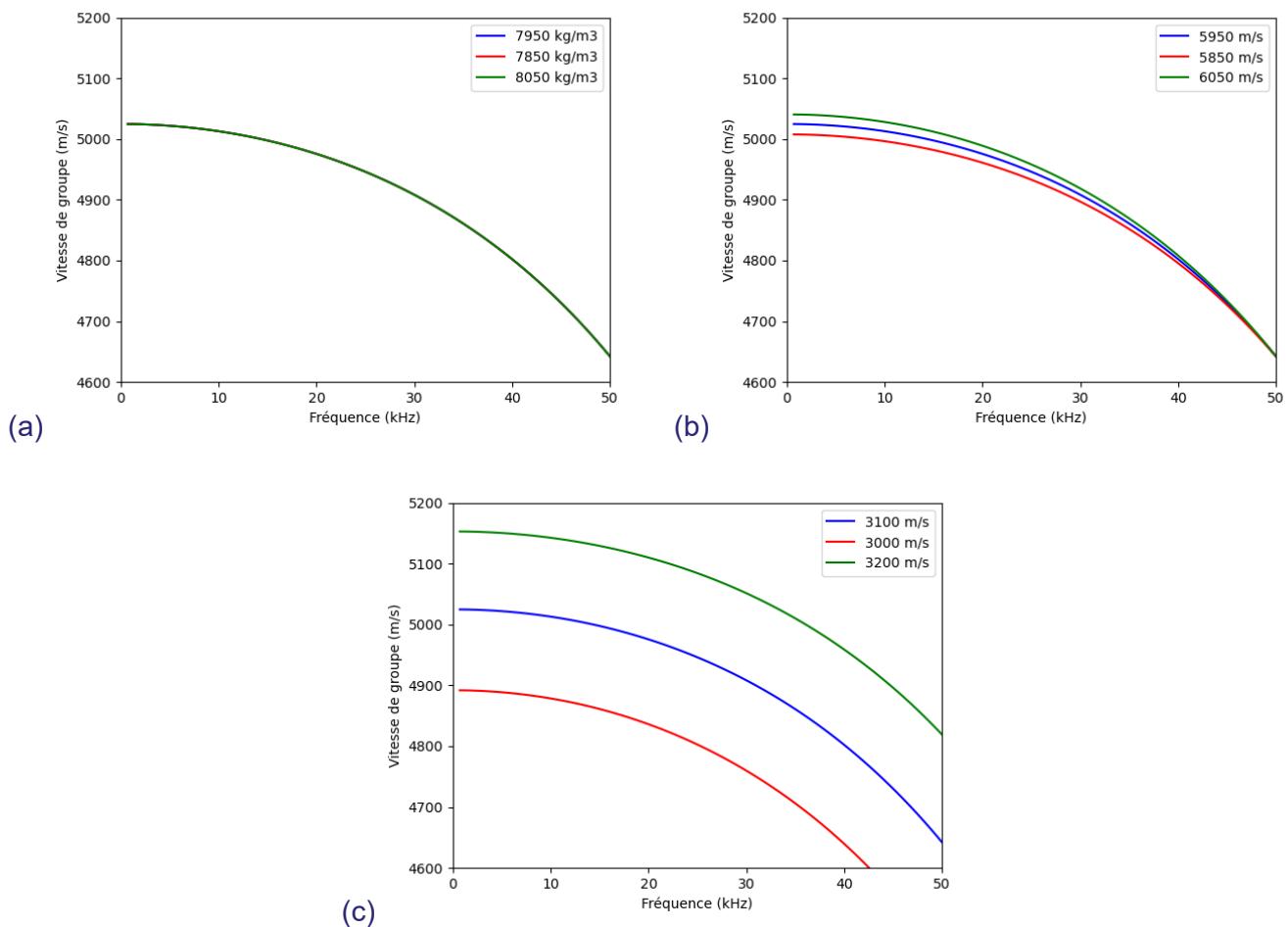
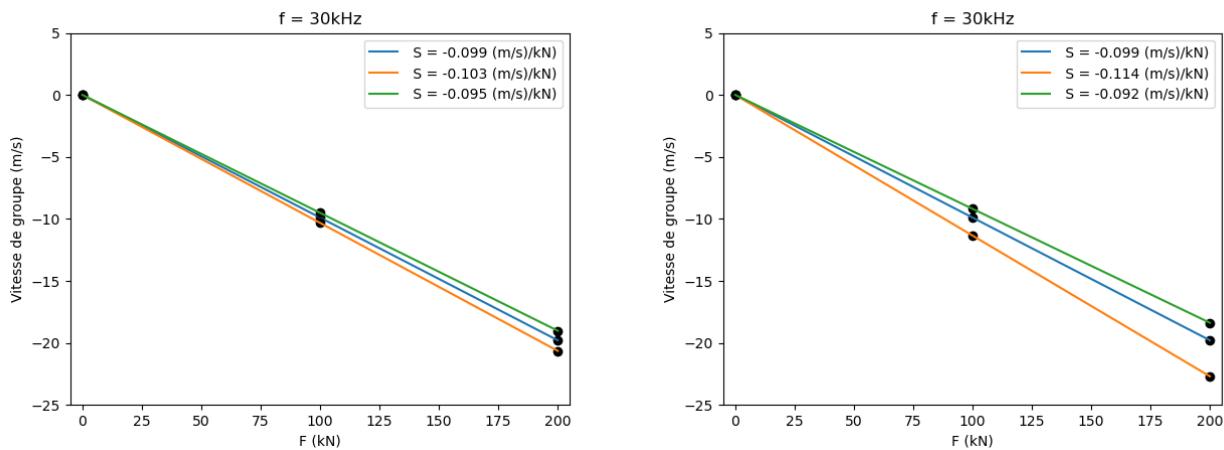


Figure n°3 : Influence sur le mode de compression en faisant varier (a) la masse volumique et (b) la vitesse des ondes longitudinales et (c) la vitesse des ondes transversales

La *Figure 3a* permet d'illustrer que le mode de compression est insensible aux variations de masse volumique. En revanche, il est sensible aux variations de vitesse des ondes longitudinales (*Figure 3b*) et particulièrement à la vitesse des ondes transversales (*Figure 3c*). Il est donc nécessaire de déterminer ces paramètres pour fixer le premier point de la droite. Par exemple, entre 0 kN et 100 kN, la vitesse du mode de compression diminue d'environ 10 m/s. Si l'on considère qu'un facteur d'influence doit entraîner une variation équivalente à 10 % de cette diminution pour être significatif, alors l'incertitude cible requise

pour mesurer les vitesses des ondes longitudinales et transversales hors tension est d'environ 6 m/s et 1 m/s, respectivement.

Nous nous intéressons désormais à l'influence de ces paramètres sur les valeurs du coefficient de sensibilité à la tension. Les résultats de l'étude paramétrique sont affichés en variation de vitesse de groupe par rapport au premier point à  $F = 0 \text{ kN}$  qui dépend uniquement dans notre problème des propriétés des vitesses à contrainte nulle.



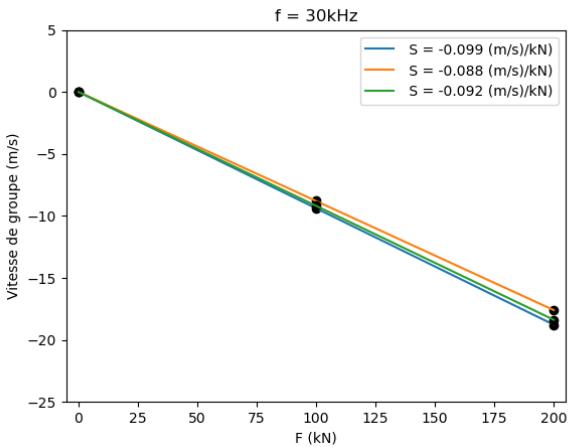
**Figure n°4 : Influence sur les coefficients de sensibilité (a) de la vitesse des ondes longitudinales et (b) de la vitesse des ondes transversales**

Les valeurs de vitesse à contrainte nulle exercent une influence sur ces coefficients de sensibilité lorsque l'on fait varier la vitesse des ondes longitudinales (*Figure 4a*) ou transversales (*Figure 4b*). Ainsi, l'estimation de ces valeurs, en plus de caler le premier point de la droite, permet d'obtenir les coefficients de sensibilité à prendre en compte.

Enfin, l'influence des coefficients de Murnaghan est étudiée en prenant des valeurs de trois triplets estimées par [11] et reportées dans le *Tableau 2* correspondant à différentes nuances d'acier.

**Tableau n°2 : Coefficients de Murnaghan pour trois nuances d'acier extrait de [11]**

Nuance d'acier	Coefficients Murnaghan (l,m,n) $\times 10^3 \text{ MPa}$
AISI 1020	(-932;-335 ;-1025)
AISI 1030	(-795;-318 ;-1105)
AISI 1049	(-1058; -390;-1038)



**Figure n°5 : Droites de sensibilité pour trois nuances différentes d'acier**

Les différents triplets de Murnaghan ne changent pas significativement les valeurs des coefficients de sensibilité à la tension (*Figure 5*) ; la méconnaissance de ces triplets décrivant l'acousto-élasticité ne semble donc pas rédhibitoire pour estimer la tension de la barre. Ce point est valable sous réserve que les différents triplets choisis couvrent la variabilité des aciers présents *in situ* sur nos ouvrages.

Les principaux résultats de cette étude paramétrique numérique sont les suivants :

- Masse volumique de l'acier : son influence est négligeable ; une valeur standard pour l'acier est suffisante.
- Vitesses des ondes : les vitesses des ondes longitudinales et transversales hors tension influencent principalement le positionnement des droites sur l'axe des ordonnées. Ces valeurs doivent être déterminées à quelques m/s près.
- Triplets de Murnaghan : les différents triplets n'affectent pas significativement les coefficients de sensibilité à la tension ; il est donc envisageable d'utiliser des valeurs issues de la littérature.

Les méthodes ultrasonores mesurent les temps d'arrivée des ondes, et la conversion de ces temps en vitesses dépend de la connaissance de la distance parcourue par l'onde. Dans cette étude, qui présente des résultats expérimentaux, nous considérons que la longueur mesurée de la barre est connue avec une incertitude négligeable. Toutefois, en perspectives, nous aborderons une approche permettant de traiter les cas où la longueur n'est pas précisément connue. Nous discuterons également de la manière d'estimer les propriétés à contrainte nulle sans recourir à une étape de calibration préalable en laboratoire à la mise sous tension.

### III. Détermination expérimentale de la sensibilité à la tension

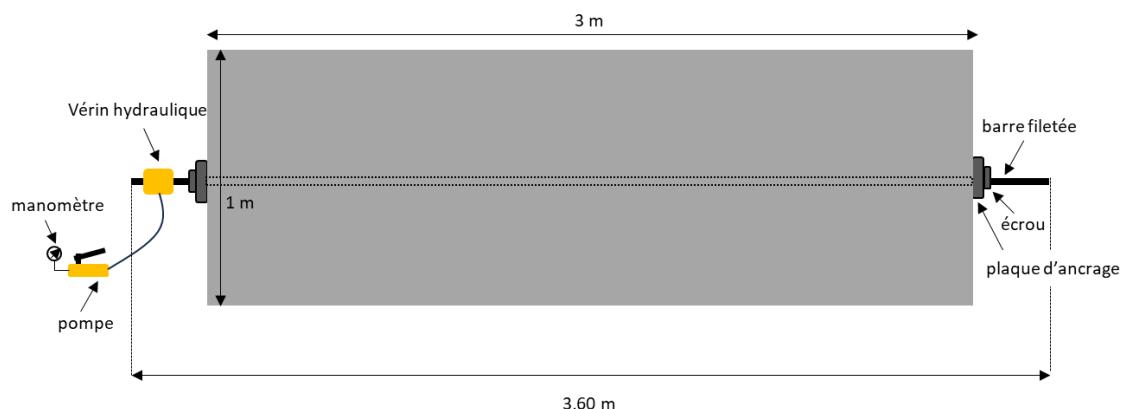
Dans cette partie l'objectif est de démontrer expérimentalement la sensibilité du mode de compression à la tension et de comparer les résultats aux simulations menées dans la partie précédente.

Pour réaliser cette étude en conditions maîtrisées, une maquette en béton de 3 m de long munie de deux réservations (gaines) a été fabriquée (*Figure 6*). Dans l'une de ces réservations, une barre d'acier filetée de 3.60 m de long et de 28.6 mm de diamètre a été placée.



**Figure n°6 : Bloc de béton de 3 m x 1 m x 0.4 m muni de deux réservations pour l'insertion de tirant**

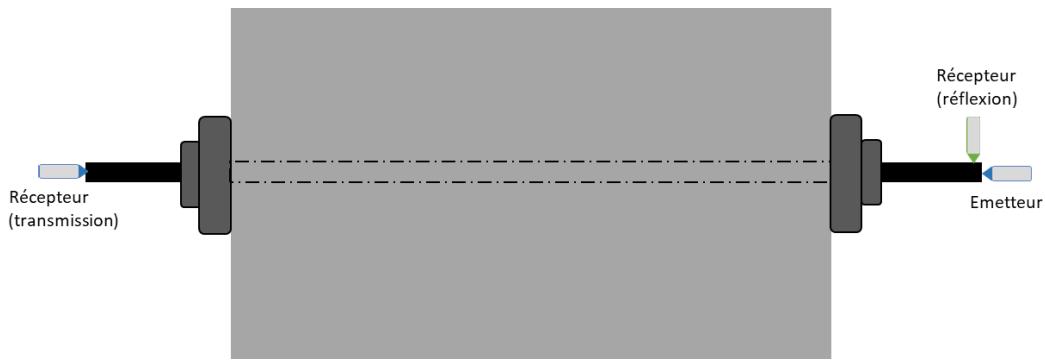
Un vérin hydraulique est utilisé pour mettre sous tension la barre et les plaques avec les écrous, visibles sur la *Figure 7*, assurent l'ancrage de la barre. La tension appliquée est contrôlée et ajustée si besoin à chaque essai.



**Figure n°7 : Schéma du moyen d'essai pour la mise sous tension de la barre**

Les mesures sont réalisées dans un premier temps en transmission, c'est-à-dire avec un couple émetteur/récepteur placé de chaque côté de la barre puis en réflexion avec l'émetteur et le récepteur placés du même côté en bout de barre (*Figure 8*). Dans la configuration en réflexion, celle applicable *in situ*, le capteur utilisé est polarisé, positionné sur un filetage de la barre et orienté dans l'axe de la barre pour mesurer préférentiellement la composante de déplacement qui correspond au mode de compression. Lorsque ce capteur est orienté à 90° par rapport à l'axe de la barre, cette composante est coupée.

Le signal en émission correspond à 8 cycles à 30 kHz qui est généré par un générateur de fonction Tiepie HS5 de tension maximale 12V. Un amplificateur avec un gain fixe de 20 dB est utilisé en émission. La tension d'entrée est ajustée afin d'optimiser le rapport signal sur bruit.



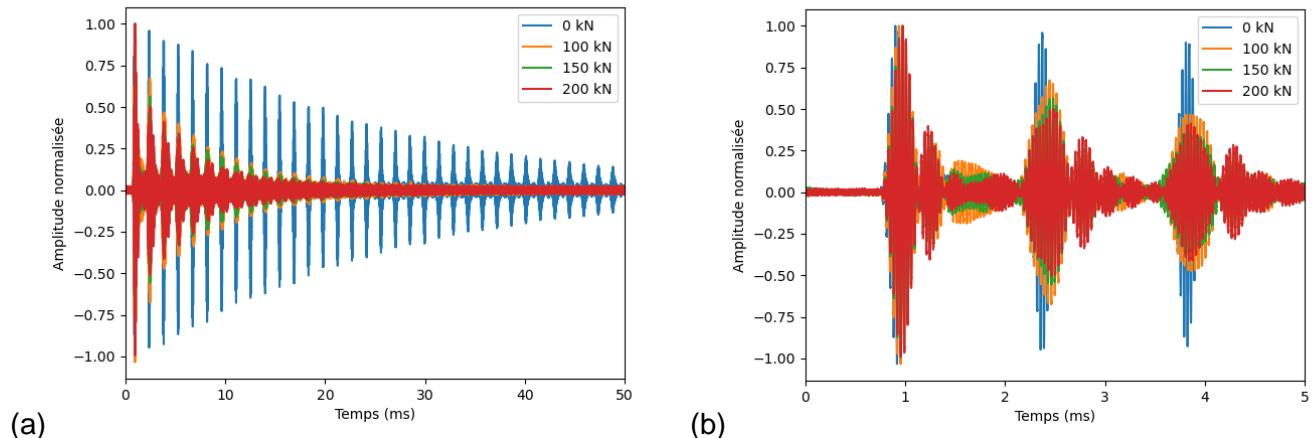
**Figure n°8 : Schéma des dispositifs de mesure en transmission et réflexion**

Les références des capteurs sont données dans le *Tableau 3*. Il s'agit de capteurs à « pointe sèche » qui ne nécessitent pas l'utilisation de couplant.

**Tableau n°3 : Références des capteurs utilisés pour les mesures en transmission et réflexion**

Configuration	Emetteur	Récepteur
Transmission	ACS S1905	ACS S1905
Réflexion	ACS S1905	ACS S1802

Dans un premier temps, les résultats obtenus à partir de mesure en transmission pour différentes tensions sont présentés sous forme de A-scans sur la *Figure 9*.



**Figure n°9 : A-scans des mesures réalisées en transmission pour différentes tensions et (b) zoom sur les premiers paquets d'onde**

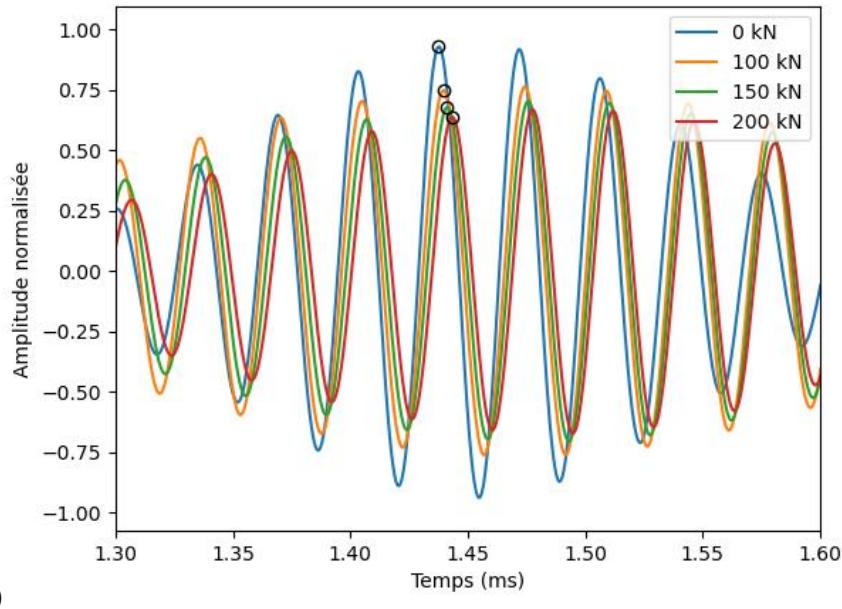
La courbe correspondant à 0 kN se distingue des cas où la barre est sous tension. En effet, de nombreux échos sont visibles. Le premier écho correspond au temps de première arrivée lié au trajet direct entre l'émetteur et le récepteur et donc à une distance égale à la longueur de la barre. Puis ce sont les échos successifs correspondants à des allers-retours dans la barre qui sont visibles.

Pour les configurations sous tension, seulement quelques échos émergent du bruit. Cela s'explique par le fait que lorsque la tension augmente le couplage mécanique s'améliore entre la barre, les plaques et les écrous augmentant ainsi la dissipation de l'énergie dans ces éléments alors qu'à tension 0 l'énergie est concentrée dans la barre. En outre, sur la *Figure 9b*, le zoom permet de voir du signal intermédiaire entre

deux échos successifs qui montre qu'il s'agit bien de signal supplémentaire lié à des réflexions sur les autres éléments.

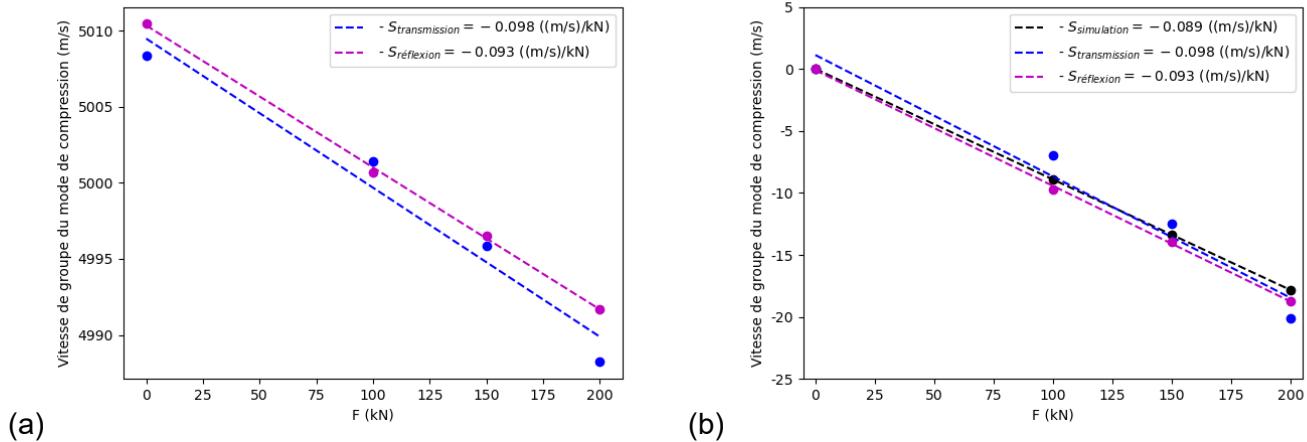
Pour estimer le temps de première arrivée, différentes techniques existent. Une technique classique consiste à estimer le temps à partir duquel l'amplitude du signal dépasse l'amplitude du bruit en fixant un critère de seuil correspondant généralement à la dispersion de l'amplitude du bruit multipliée par un nombre choisi par l'utilisateur.

Cette technique est sensible au choix du niveau de ce seuil. Nous choisissons d'estimer le temps à partir du maximum de l'autocorrélation comme illustré sur la *Figure 10*. Cela permet de corriger les erreurs liées aux déformations du motif émis réellement dans la barre et de considérer l'ensemble du signal pour l'estimation du temps.



**Figure n°10 : Autocorrélation des signaux mesurés en transmission avec indiqués avec des cercles noirs les maxima de corrélation**

Le passage des temps estimés à partir de corrélations et la vitesse est fait en utilisant la longueur de la barre connue en laboratoire. Les résultats de vitesses mesurées en fonction de la tension obtenus en transmission sont superposés aux mesures en réflexion sur la *Figure 11*. Pour comparer au résultat de simulation obtenu dans la première partie, sur la *Figure 11b*, les résultats numériques et expérimentaux sont présentés en relatif par rapport au premier point qui dépend des propriétés de l'acier à contrainte nulle.



**Figure n°11 : Courbes de sensibilité à la tension obtenue (a) expérimentalement et (b) en superposant les résultats numériques et expérimentaux**

Les résultats obtenus en réflexion, *i.e.* avec un accès en bout de barre, sont fidèles à ceux obtenus en transmission. Il s'agit d'un résultat important qui montre qu'il est possible de mesurer l'influence de la tension à partir d'un accès unilatéral.

Les écarts jugés faibles entre les mesures en transmission et réflexion peuvent s'expliquer par les incertitudes de mesure. L'ordre de grandeur de résolution atteignable compte tenu de ces écarts de sensibilité est de l'ordre de 50 kN.

En outre, les résultats expérimentaux sont cohérents avec les résultats de simulation (*Figure 11b*). En effet, une tendance linéaire est observée avec un coefficient de sensibilité proche de ceux estimés en simulation à partir de propriétés d'acier classique.

Ainsi, la détermination juste des paramètres de vitesse hors tension permettrait, en utilisant un coefficient de sensibilité à la tension, d'estimer la tension résiduelle de la barre. Un bilan d'incertitude est envisagé pour quantifier les sources d'incertitude.

## IV. Conclusions et perspectives

Dans cette étude, une méthode non destructive basée sur l'utilisation d'ondes ultrasonores guidées a été investiguée pour estimer la tension résiduelle des tirants d'ancrage.

Les résultats de simulation ont permis d'identifier le mode de compression comme sensible à la tension et de quantifier cette sensibilité. Une étude paramétrique numérique a permis de montrer l'importance de connaître les propriétés de vitesse de l'acier hors tension de manière suffisamment juste pour envisager l'estimation de la tension de la barre.

L'étude réalisée en condition maîtrisée a mis en évidence expérimentalement la sensibilité du mode de compression à la tension en transmission et en réflexion. Les résultats sont cohérents avec les résultats de simulation avec des coefficients de sensibilité estimés proches.

Pour pouvoir utiliser ces droites de sensibilité *in situ*, des travaux sont en cours pour estimer les propriétés de l'acier hors tension en exploitant les premiers centimètres de la barre accessible avant la plaque d'ancrage. Des mesures hautes fréquences à 10 MHz en onde de volume et des mesures basses fréquences à partir de l'excitation et la mesure du mode de torsion permettraient respectivement d'obtenir la vitesse des ondes longitudinales et transversales hors tension. L'obtention

de ces données sur la partie libre permettrait de caler la droite de sensibilité et d'éviter une étape de calibration en laboratoire qui serait rédhibitoire pour l'estimation de la tension en absolu dans le cas où les aciers rencontrés sur nos ouvrages auraient des propriétés de vitesses différentes de quelques dizaines de mètre par seconde.

Dans le cas où la longueur exacte de la barre est inconnue, une perspective est d'utiliser le mode de flexion qui est peu sensible à la tension. En effet, à l'instar des méthodes mises en œuvre par [12] sur les assemblages boulonnés en onde de volume, un ratio entre le temps d'arrivée des ondes correspondant au mode de flexion et celui du mode compression permet d'éliminer cette variable. Des travaux sont en cours pour estimer la mesure du mode de flexion et s'affranchir de la méconnaissance de la longueur de la barre en exploitant un ratio de temps d'arrivée.

La réalisation d'un bilan d'incertitude est également prévue pour estimer si la méthodologie envisagée qui repose sur plusieurs mesures indirectes est compatible avec l'incertitude recherchée sur l'estimation de la tension résiduelle en absolu. L'applicabilité de la méthodologie à d'autres types de tirants sera également évaluée (assemblage de fils formant un toron ou des fils tréfilés).

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] H. Walaszek et P. Bouteille, « Apport et limitations des méthodes ultrasonores combinées pour le contrôle de serrage sur assemblages déjà serrés », Consulté le: 12 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: [https://www.ndt.net/article/cofrend2014/papers/ME1B1\\_H\\_WALASZEK.pdf](https://www.ndt.net/article/cofrend2014/papers/ME1B1_H_WALASZEK.pdf)
- [2] K.-Y. Jhang, H.-H. Quan, J. Ha, et N.-Y. Kim, « Estimation of clamping force in high-tension bolts through ultrasonic velocity measurement », *Ultrasonics*, vol. 44, pp. e1339–e1342, déc. 2006, doi: 10.1016/j.ultras.2006.05.190.
- [3] N. Kim et M. Hong, « Measurement of axial stress using mode-converted ultrasound », *NDT E Int.*, vol. 42, no. 3, pp. 164–169, 2009.
- [4] K. F. Bompan et V. G. Haach, « Ultrasonic tests in the evaluation of the stress level in concrete prisms based on the acoustoelasticity », *Constr. Build. Mater.*, vol. 162, pp. 740–750, 2018.
- [5] X.-X. Zhao, Y.-M. Li, X.-G. Liu, et K. Yao, « Ultrasonic measurement on axial force of high-strength bolt in service », *J. Low Freq. Noise Vib. Act. Control*, vol. 39, no. 3, pp. 596–603, sept. 2020, doi: 10.1177/1461348418815405.
- [6] Y. Wu, F. Liu, X. Wang, et W. Du, « Analysis of guided waves dispersion and acoustoelastic effect in stressed waveguides by eigenfrequency method and experimental study », *Russ. J. Nondestruct. Test.*, vol. 55, no. 11, pp. 817–826, nov. 2019, doi: 10.1134/S106183091911010X.
- [7] Z. Li, Y. Wang, J. Zheng, N. Liu, M. Li, et J. Teng, « Stress measurement for steel slender waveguides based on the nonlinear relation between guided wave group velocity and stress », *Measurement*, vol. 179, p. 109465, 2021.
- [8] C. Nielsen, « Semi-Analytical Finite Element method for guided waves in civil engineering plate-like structures », 2015, Consulté le: 12 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://lup.lub.lu.se/student-papers/record/7440322/file/7440925.pdf>
- [9] Z. Yang, Z. Wu, J. Zhang, K. Liu, Y. Jiang, et K. Zhou, « Acoustoelastic guided wave propagation in axial stressed arbitrary cross-section », *Smart Mater. Struct.*, vol. 28, no. 4, p. 045013, 2019.
- [10] J. F. Chaix, I. Lillamand, M. A. Ploix, V. Garnier, et G. Corneloup, « Étude de l'évaluation ultrasonore des contraintes dans les bétons », *Journ. COFREND Toulouse*, 20–22 Mai 2008, Consulté le: 12 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.ndt.net/article/cofrend2008/papers/053.pdf>
- [11] S. Takahashi, « Measurement of third-order elastic constants and stress dependent coefficients for steels », *Mech. Adv. Mater. Mod. Process.*, vol. 4, no. 1, p. 2, déc. 2018, doi: 10.1186/s40759-018-0035-7.
- [12] S. Chaki, G. Corneloup, I. Lillamand, et H. Walaszek, « Combination of longitudinal and transverse ultrasonic waves for in situ control of the tightening of bolts », 2007, Consulté le: 12 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://asmedigitalcollection.asme.org/pressurevesseltech/article-abstract/129/3/383/461582>.

# DETECTION DE DEFAUTS DANS LES CÂBLES PAR METHODE MAGNETIQUE : APPLICATION AUX CABLES D'OUVRAGES D'ART

B. Vaurigaud<sup>1</sup>, J.-F. Cherrier<sup>1</sup>, R. Piednoir<sup>1</sup>, F. Guyot<sup>1</sup>, D. Germain<sup>2</sup>, M. Weiss<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Cerema, 25 avenue François Mitterrand, Bron. [bastien.vaurigaud@cerema.fr](mailto:bastien.vaurigaud@cerema.fr)

<sup>2</sup> Ministère chargé des transports, Contrôle des concessions autoroutières, 25 avenue François Mitterrand, Bron. [didier.germain@cerema.fr](mailto:didier.germain@cerema.fr)

<sup>3</sup> Ministère Chargé des Transports, Service Technique des Remontées Mécaniques et des Transports Guidés, Groupe Mécanique, 1461 rue de la Piscine, Saint-Martin-d'Hères [mathieu.weiss@developpement-durable.gouv.fr](mailto:mathieu.weiss@developpement-durable.gouv.fr)

## Résumé

La détection de défauts par méthode magnétique est largement utilisée dans le cadre de différents contrôles réglementaires dans le domaine des remontées mécaniques. Dans ce domaine ces méthodes ont montré leur pertinence et participent au contrôle et à la fiabilité des installations dans un cadre réglementaire bien établi. Le Cerema a entrepris l'évaluation et le transfert technologique de ces méthodes de contrôle du domaine des remontées mécaniques vers celui des ouvrages d'art il y a plus de 10 ans. Cette démarche a permis de démontrer la pertinence de cette méthode sur plusieurs types d'ouvrages et de câbles. Les premiers essais ont été réalisés sur des câbles monotorons multi-couches de ponts suspendus, similaires aux câbles porteurs de téléphériques. Le champ d'application de la méthode a ensuite été rapidement étendu avec succès aux câbles de précontrainte et de haubans. Les câbles de levage de la travée centrale du pont Flaubert à Rouen ont aussi pu être contrôlés grâce à cette technologie.

L'historique et le fonctionnement des appareils de contrôle magnétique des câbles seront brièvement exposés puis différents cas applicatifs seront présentés : câbles monotorons multi-couches de ponts suspendus, câbles à torons parallèles de précontraintes extérieure et de haubanage, et câbles de levage. Les performances et les limites de la détection de défauts dans ces différents types de câbles seront présentés. Les résultats seront exposés au travers de différents essais de laboratoire et de retours d'expérience suite à des mesures sur site et des ouvertures de câbles. Les aspects opérationnels, notamment au travers des moyens de sécurisation et de manutention nécessaires, seront aussi abordés.

Ces différents retours d'expérience permettront de conclure sur l'apport et le rôle de ce type contrôle à grand rendement dans la cadre de la gestion et la surveillance des ouvrages à câbles.

# I. HISTORIQUE ET FONCTIONNEMENT DES APPAREILS DES CONTROLES

## I.1 Historique

Le contrôle des câbles et de leurs ancrages sont historiquement des sujets majeurs pour assurer la maintenance et la sécurité des ouvrages suspendus. De manière plus large la problématique du contrôle non-destructif des câbles pour la sécurité et la maintenance des ponts mais aussi d'installations de transport de personnes ou industrielles : téléphériques, blondins, matériel de levage et d'extraction fait l'objet de travaux depuis plus d'un siècle. On retrouve les premiers brevets sur le sujet dès 1906 [1, 2, 3] dans le domaine minier et celui des remontées mécaniques principalement. En France dans le domaine des ponts suspendus le LCPC a travaillé sur la fabrication d'outils de contrôle non-destructif des câbles à partir de 1963. Ces travaux ont abouti dès la fin des années 60 à la fabrication et la mise en œuvre de deux appareils de contrôle [4]. Un appareil à courants de Foucault pour la caractérisation du niveau d'oxydation inter-filaire des monotorons multi-couches et un appareil à magnétisation par électro-aimant et détection par courants induits pour la détection de fils rompus. Le premier appareil est toujours utilisé et permet de disposer d'un bon indicateur de l'état d'oxydation général des câbles. Le fonctionnement de ce dernier appareil n'est pas traité dans cet article. Le second appareil a été utilisé par le réseau scientifique et technique du ministère jusqu'au début des années 2010. De 2010 à 2014 des travaux ont été entrepris par le Cerema et le Service Technique des Remontées Mécaniques et des Transports Guidés (STRMTG) pour évaluer différents appareils de contrôle [5,6,7]. Cette étude, fondée sur le contrôle de câbles monotorons multi-couches comportant des défauts artificiels et de câbles déposés issus de remontées mécaniques, a rapidement mis en évidence le faible niveau de détection du matériel LCPC face aux matériels modernes utilisés dans le domaine des remontées mécaniques. A partir de ces résultats le Cerema s'est alors engagé dans le transfert de la technologie à aimants permanents et détection de champs de fuite (utilisée notamment pour le contrôle des câbles de remontées mécaniques) vers le domaine des ouvrages d'art en commençant par les câbles de ponts suspendus, très similaires aux câbles porteurs utilisés dans les lignes de téléphériques. La méthode et le matériel ont par la suite été étendus à d'autres familles de câbles d'ouvrages d'art.

## I.2 Fonctionnement

Le principe de l'inspection magnétique des câbles ainsi que son historique et l'état de l'art du domaine sont décrits dans le rapport de synthèse de l'OITAF [3]. Le contrôle repose sur le comportement magnétique du câble. Lorsqu'un câble est magnétisé longitudinalement un défaut de section crée une singularité qui génère une distorsion locale des lignes de champ, appelée champ de fuite. Cette variation locale du champ magnétique peut ainsi être mesurée à l'aide de capteurs appropriés pour détecter les défauts de section à l'intérieur du câble.

Dans le cas des appareils qui font l'objet de cet article la magnétisation est obtenue grâce à des aimants permanents disposés autour du câble. Cette disposition permet de créer une forte magnétisation axiale afin de saturer magnétiquement chaque fil jusqu'au fil central. Selon [4], pour un bon niveau de détection (conforme à l'EN 12927:2019) le niveau de saturation pour un fil d'acier au centre du câble est défini à 2,1 Tesla. La saturation est essentielle pour obtenir une forte amplitude du flux de fuite, et ainsi un bon rapport signal/bruit de fond. Le bruit de fond est une signature caractéristique de chaque câble, il correspond à une faible dispersion magnétique du champ axial induite par la géométrie irrégulière du câble. La condition de saturation implique que la magnétisation doit être adaptée au diamètre du câble ainsi qu'à son niveau de remplissage métallique.

Ce type d'appareil à aimants permanents et champs de fuite est celui le plus largement utilisé au niveau international pour la recherche de perte de section dans les câbles de tout type. Il existe cependant d'autres types d'appareil destinés au contrôle non-destructif des câbles. Des appareils à mesure de flux axial ou des appareils à courant de Foucault utilisés par exemple pour la mesure de perte de galvanisation dans les câbles de transport d'électricité [10].

Dans notre cas le capteur utilisé pour la détection des champs de fuite est une double bobine radiale, composée de quatre bobines différentes. Cette bobine est entièrement passive et fonctionne sur le principe de l'induction, ce qui signifie qu'elle doit être en mouvement dans le champ magnétique pour générer une tension dans le système d'acquisition. Une fois en mouvement, l'ensemble de l'appareil (aimants et bobines) détecte, par induction, toute variation du champ magnétique radial et localise ainsi les champs de fuite traduisant des défauts de section. Pour assurer un bon niveau de détection il est indispensable de disposer d'un capteur au plus proche du câble. Il est donc aussi nécessaire d'adapter le diamètre du capteur en fonction du diamètre du câble à ausculter. Enfin la taille globale de l'appareil doit être adaptée pour porter l'aimantation nécessaire et centrer correctement le capteur.

Les ruptures de fil génèrent à la fois des signatures radiales et axiales, mais le signal radial présente généralement un meilleur rapport signal/bruit. La forme du signal varie en fonction de la localisation, de la profondeur, de la taille et de la largeur du défaut. Les illustrations des calculs par éléments finis à la Figure 26 montrent les variations théoriques des signatures axiales et radiales pour une bobine à induction.

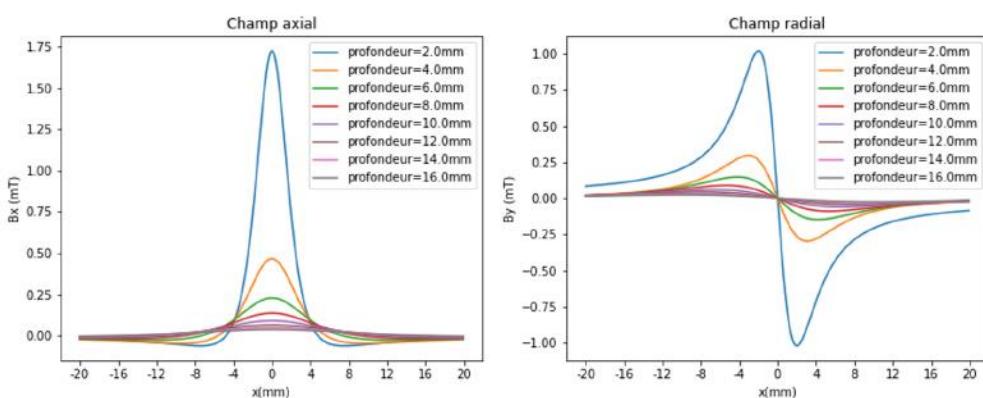


Figure 26 Forme théoriques des composantes axiales (gauche) et radiales (droite) du champ magnétique mesurées par une bobine à induction

La corrosion impacte aussi le signal en générant une augmentation globale du bruit de fond, de plus les zones très fortement corrodées peuvent présenter des modulations d'amplitude significatives.

Les signaux obtenus permettent ainsi d'apprécier le niveau d'endommagement du câble.

Les conceptions présentées ici ne sont pas les seules permettant de concevoir des dispositifs de contrôle magnétique des câbles, différents types de procédés d'aimantation et de capteurs existent sur le marché. Cependant le dispositif décrit ici, et sélectionné après plusieurs campagnes d'essais pour être mis en œuvre sur les ouvrages d'art s'est avéré être à la fois performant et adaptable aux spécificités des ponts.

### I.3 Description des appareils de contrôle

La méthode de contrôle est largement décrite dans [3] et plus particulièrement dans le domaine des ouvrages d'art dans les cahiers interactifs Cerema-UGE [8].

Les appareils de contrôle utilisés ont différentes formes adaptées à la fois au diamètre et à la section métallique des câbles. Des monotorons aux câbles de haubanage le diamètre externe peut varier de 25 à 250mm voire au-delà. L'autre facteur important est le taux de remplissage qui représente le ratio entre

sa section pleine (évaluée à partir de son diamètre externe) et sa section métallique. Pour un monotoron multi-couches cette valeur peut varier de 0,73 pour un câble à fils ronds à 0,9 pour un câble clos avec plusieurs couches profilées. Les câbles de levage comme ceux du pont Flaubert présentent des éléments d'âme plastique qui conduit à des valeurs proches de 0,6. Pour des câbles de précontrainte injectés au coulis de ciment ce taux chute à 0,3. Enfin les câbles de haubanage moderne à multi-torons parallèles ont des taux de remplissage similaires aux câbles de précontraint (conception similaire). Ces différents types de câbles sont représentés Figure 27.

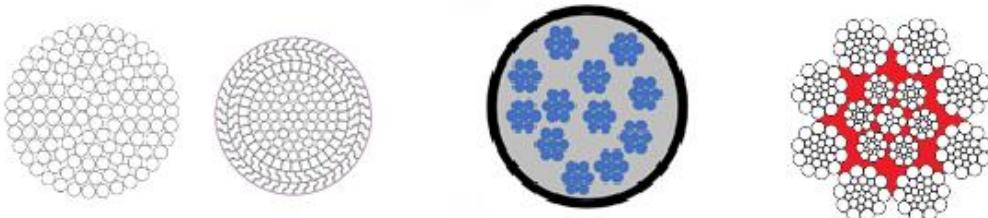


Figure 27 Différents types de câbles avec différents taux de remplissage. De gauche à droite monotoron multi-couches (0,7 à 0,9), précontrainte ou haubanage (0,3), câble de levage (0,6)

La variation des diamètres et du taux de remplissage des câbles impose donc de disposer d'une gamme élargie d'appareils. Certains cas peuvent nécessiter la fabrication d'un appareillage spécifique. Parmi les appareils mis en œuvre par le Cerema on trouve plusieurs conceptions avec des aimantations en U ou périphériques (Figure 28) comportant des aimants fixes ou détachables. Dans tous les cas le capteur est longitudinalement situé au centre des aimants afin d'être dans une zone de lignes de champs parallèles.

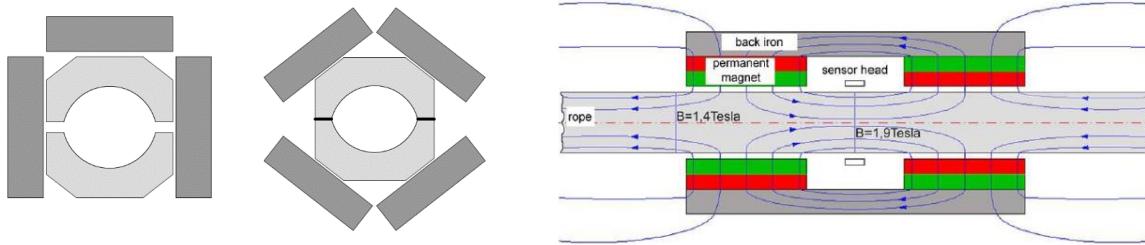


Figure 28 Aimantation en U et périphérique / Principe de magnétisation et lignes de champ (OITAF Book n°3)

Les appareils sont équipés d'une roue codeuse afin de positionner les défauts et d'une acquisition filaire ou sans fil qui enregistre les signaux de la roue codeuse et des bobines radiales de détection. La fréquence d'échantillonnage permet d'obtenir au moins 1 points de mesure par millimètre pour une vitesse de déplacement de l'appareil d'environ 1,2m/s.

Pour réaliser la mesure l'appareil est monté sur le câble puis déplacé sur le linéaire à ausculter à l'aide d'une corde. La traction peut être manuelle ou mécanique mais doit assurer une vitesse de déplacement quasi-constante de 0,5 à 1m/s. Le matériel doit être démonté à chaque point singulier : ancrage de suspente, selle de déviation, déviateur de précontrainte, etc (Figure 114)

Aujourd'hui le Cerema dispose d'une gamme d'appareil relativement large du diamètre 20mm à 220mm permettant d'intervenir sur différents types et diamètres de câbles. Le développement et les spécificités des contrôles sur ces différentes familles de câbles et d'ouvrage sont détaillés dans les sections suivantes.

## II. CABLES DE PONTS SUSPENDUS

### II.1 Evaluation de la méthode

Le transfert de la méthode issue des remontées mécaniques vers les ouvrages d'art a été initié avec ce type de câbles, très similaires dans les deux domaines. Les ponts suspendus disposent généralement de câbles monotorons multi-couches à fils ronds ou clos de diamètres 25 à 90mm. Dans le cadre des premiers essais un câble monotoron multi-couche Ø60mm (comportant 120 fils de Ø4,7mm galvanisés), couramment utilisé en pont suspendu a été fabriqué dans la câblerie de l'entreprise Baudin-Chateauneuf. Durant la fabrication du câble couche par couche différents défauts, incluant des ruptures complètes ou partielles de fils, ont été insérés sur le linéaire du câble et à différentes profondeurs. La couche externe a été conservée intacte.

Ce câble a servi de référence pour de nombreux tests de différents appareils issus des remontées mécaniques et de l'appareil historique du LCPC. D'autres essais ont par ailleurs été réalisés sur des câbles clos déposés de remontées mécaniques avec ou sans défauts artificiels [5,6,7]. Les essais ont globalement montré un niveau de détection de l'ordre de 1 fil quelle que soit la couche considérée, soit un niveau de détection de perte de section inférieur à 1% pour un câble non corrodé. Suite aux résultats très positifs relatifs aux performances et à la manutention des appareils à aimants permanents et détection radiale de champs de fuite l'utilisation de ces appareils sur différents ouvrages suspendus a débuté.

Le déploiement sur ouvrage a permis de confirmer l'efficacité de ces appareils. Les difficultés principales ont été rencontrées dans la manutention de l'appareil mais l'utilisation d'appareils à aimants démontables a permis de faciliter la manipulation qui demeure néanmoins relativement complexe et contraignante.

La présence de corrosion à cœur sur certains câbles anciens (90 à 120 ans) a aussi montré la difficulté d'interprétation des signaux pour les câbles fortement corrodés. La répétition sur plusieurs ouvrages a montré que la corrosion génère un bruit de fond élevé qui traduit un endommagement important du câble. Ce bruit de fond élevé peut masquer les plus petits défauts. Le niveau de détection demeure néanmoins inférieur à 4% de section perdue. La Figure 29 donne pour exemple la signature de 3 défauts pour un câble Ø39mm 61 fils clairs corrodé à cœur.

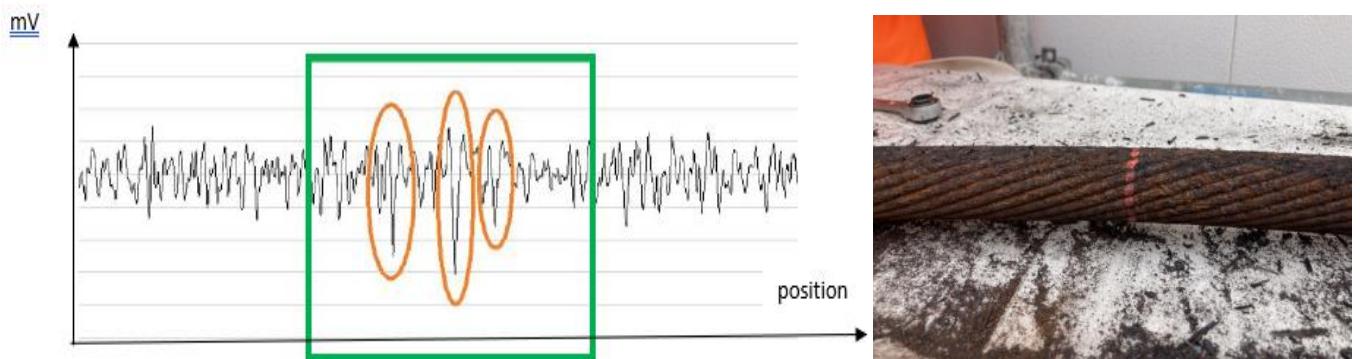


Figure 29 Signature de défaut sur câble Ø39mm corrodé à cœur / couche n°3 après ouverture

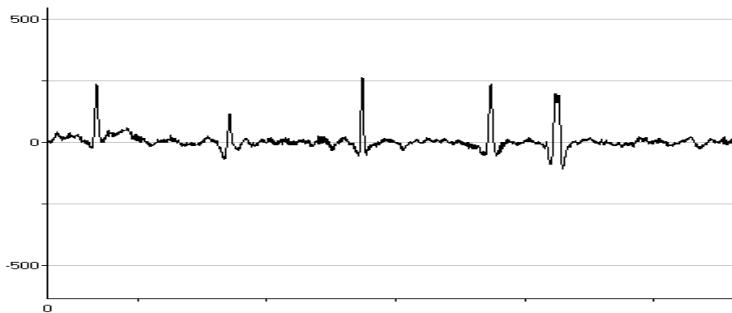


Figure 30 Fils rompus sur câble test galvanisé non corrodé

Les résultats de l'ouverture de la zone encadrée en vert Figure 29 ont été les suivants :

- Couche n°4 (24) : Pas de rupture de fil
- Couche n°3 (18) : Pas de rupture, fils irréguliers, plusieurs zones de corrosion localisées/cratères de dissolution
- Couche n°2 (12) : 4 ruptures sur 3 fils (1 fil avec 2 ruptures) / fils irréguliers, cratères de dissolution
- Couche n°1 (6) : 2 ruptures sur 2 fils différents, fils irréguliers, cratères de dissolution
- Âme : intègre, oxydée

Ces résultats sont cohérents avec les résultats du contrôle non destructif et montrent la capacité de l'appareil, malgré un état de corrosion à cœur, à détecter des pertes de sections localisées inférieures à 4%. Certains pics traduisent cependant des cumuls de ruptures proches. On note aussi que le bruit de fond du câble présente de nombreux pics de faible amplitude caractéristiques d'indentations et de la présence de cratères de dissolution sur les fils.

Ces résultats peuvent être comparés à ceux obtenus sur le câble test galvanisé : pour des fils rompus (0,8% de perte de section) à différentes profondeurs (Figure 30). On constate un bruit de fond faible, l'absence de pics de faible amplitude et un rapport signal bruit très élevé. Ce signal est caractéristique d'un câble non corrodé en présence de défauts ponctuels.

## II.2 Mise en œuvre opérationnelle

La mise en œuvre de ce type d'appareil sur les ponts suspendus est difficile en raison du poids et de l'encombrement des appareils, notamment pour les câbles de grand diamètre. D'autre part on rencontre des configurations de câbles très différentes selon les ouvrages : nappes, faisceaux, etc et des espacements inter-suspentes parfois très faibles (1 à 2m). Ces configurations complexes et très variables rendent parfois impossible la mise en œuvre du matériel. Lorsque les auscultations sont possibles elles nécessitent de nombreuses phases de montage et démontage.

## II.3 Conclusions

Le développement de la méthode permet aujourd'hui de pouvoir ausculter les câbles de ponts suspendus avec un niveau de détection élevé. Cependant les configurations multiples des câbles et les nombreux points singuliers de ces ouvrages limitent souvent l'accès des matériels standards aux câbles en retenues. L'évaluation de perte de section demeure estimative, les différents résultats mettant en avant l'absence de relation directe entre l'amplitude et la perte de section.

### III. CABLES DE PRECONTRAINTE EXTERIEURE

#### III.1 Cas du viaduc de Sylans

Le travail sur les câbles de précontrainte extérieure a été initié suite à la rupture brutale d'un câble de précontrainte extérieure dans le viaduc de Sylans. Le viaduc de Sylans est situé sur l'A40 dans la vallée qui mène de Nantua à Bellegarde. C'est un ouvrage précontraint à caisson ouvert construit entre 1986 et 1988 et long de 1266m (21 travées de 60m). Son caisson ouvert et sa situation géographique occasionnent une exposition intense des câbles, notamment aux composants agressifs des sels de déverglaçage répandus sur la chaussée. Suite à cette rupture brutale la société APRR, concessionnaire de l'ouvrage, a recherché des méthodes de contrôle non-destructif à haut rendement afin d'évaluer le niveau d'endommagement des autres câbles de précontrainte de l'ouvrage. Les câbles sont en majorité constitués de 12T15 avec une section métallique de 1800mm<sup>2</sup>, les torons sont rassemblés dans une gaine collective de diamètre 90mm injectée au coulis de ciment raccordée avec des manchons électro-soudés. Les investigations sur le câble déposé ont mis en évidence un défaut d'étanchéité de manchon ayant conduit à un développement de corrosion interne évolutive de plusieurs T15 jusqu'à rupture complète du câble. Les conditions de la découverte de la rupture de câble, les mesures d'urgence mises en œuvre, puis l'expertise de la rupture et l'opération de réparation du câble sont détaillés dans [9]. Cette expertise a mis en évidence le caractère primordial de l'étanchéité de la gaine en PEHD pour assurer la pérennité des câbles de précontrainte extérieure. En ambiance agressive, la parfaite injection avec un coulis de ciment de bonne qualité seule ne suffit pas à protéger les torons de la corrosion



Figure 31 Vue du caisson ouvert du viaduc de Sylans et sa précontrainte

Les défauts étant situés en partie courante (voisinage des manchons) et le diagnostic de la totalité de l'ouvrage (1266m) nécessitant l'usage d'une méthode à haut rendement la démarche de recherche d'un appareil de contrôle non-destructif s'est rapidement orientée vers l'usage d'un appareil de contrôle magnétique des câbles.

#### III. 2 Essais de laboratoire

Les premiers tests en laboratoire ont été réalisés sur le câble rompu, déposé et découpé en tronçons. Durant les tests les tronçons n'étaient pas sous tension, et l'appareil était déplacé lentement sur l'échantillon. Dans cette configuration, l'appareil a pu détecter et localiser de petits défauts ; ces défauts ont été confirmés en ouvrant la gaine et en détruisant le coulis de ciment (voir Figure 32). L'ouverture a révélé une corrosion limitée de quelques torons, liée à des fuites identifiées dans la gaine près de la zone corrodée. Seuls quelques défauts ont été identifiés, et les échantillons ouverts ont montré une bonne injection de la gaine.

Un second test a ensuite été réalisé sur des échantillons sans défaut identifié. Après avoir partiellement retiré la gaine, différents types et tailles de défauts ont été créés à l'aide d'outils directement sur les torons T15. Il s'est avéré que l'appareil était capable de détecter un défaut de l'ordre d'une rupture de fil, soit une perte de section de 1,2 % pour un 12T15S. Suite à ces premiers résultats il a été décidé de procéder à des essais sur site.

### III 3. Essais sur site

Les tests sur site ont principalement été réalisés pour évaluer la maniabilité de l'appareil et estimer le temps de travail nécessaire pour inspecter une travée complète du pont. L'appareil n'a accès qu'aux longueurs libres des câbles et doit être démonté et réinstallé à chaque ancrage et déviateur. Une autre difficulté concernait les manchons électro-soudés. Les longueurs libres des gaines ont un diamètre de 90 mm, tandis que les manchons électro-soudés ont un diamètre de 110 mm avec des connecteurs additionnels pour l'électro-fusion du manchon. Les manchons constituent des discontinuités mais ils doivent être inspectés, car ils constituent des points faibles pouvant causer des défauts d'étanchéité. Pour inspecter les manchons électro-soudés il a été nécessaire de couper les connecteurs et de trouver un moyen de réduire l'impact causé par la roue sur la surépaisseur de manchon. À cet effet, un tube en plastique a été utilisé pour couvrir le manchon, réduisant significativement l'impact et permettant de mesurer correctement le champ magnétique au droit du manchon. Cette opération, appelée « tubage », a été réalisée à l'aide d'une demi-gaine plastique préalablement positionnée sur le manchon.

Les résultats ont permis d'identifier des défauts présentant différents stades d'endommagement. Ces défauts ont fait l'objet d'ouvertures de gaine et retrait du coulis afin de corrérer le contrôle non-destructif magnétique et le contrôle visuel. Les amplitudes des défauts observés ont été calibrées à l'aide d'un fil test placé préalablement sur la périphérie de la gaine lors de chaque mesure. Le défaut moyen avait une amplitude d'environ 0,3 fois l'amplitude du fil test (polarité inversée) et correspondait à une corrosion de 30% d'un unique toron (soit environ 2,5% de la section totale). Le défaut majeur avait une amplitude supérieure à 2,5 fois l'amplitude du fil test qui correspondait à la rupture de 2 torons et une corrosion de 50% d'un autre toron (soit environ 20% de la section totale). Ces références ont été utilisées pour classifier l'ensemble des défauts observés.



Figure 32 Réalisation des essais en laboratoire sur le câble déposé de Sylans



Figure 33 Mise en œuvre opérationnelle sur le viaduc de Sylans

De manière générale les observations visuelles externes à la gaine n'ont pas détecté les défauts identifiés par le contrôle magnétique. Les ouvertures ont montré par ailleurs un bon remplissage de coulis au niveau des zones endommagées. Ces deux observations soulignent l'intérêt de l'auscultation magnétique à haut rendement en complément des contrôles visuels et des outils de contrôle de la qualité d'injection (capteur capacitif pour conduit de précontrainte extérieure).



Figure 34 Signature et inspection visuelle d'un défaut majeur

En complément de ces défauts des signatures à très forte amplitude et polarité inversée (ajout de matière) ont été observées. Les ouvertures ont montré que ces signatures correspondaient à des doigts d'enfilage abandonnés à l'intérieur de la gaine.

### III.4 Mise en œuvre opérationnelle

La mise en œuvre opérationnelle a confirmé la performance et l'efficacité de l'appareil pour le contrôle des câbles de précontrainte. Les signaux observés sont particulièrement nets avec un ratio signal-bruit permettant de clairement identifier les différents niveaux d'endommagement. Le rendement élevé permet aussi d'ausculter un grand nombre de câbles. Durant l'intervention sur le viaduc de Sylans le rendement était d'environ 30 sections/jour pour une équipe de 5 personnes assurant la préparation et le tubage des manchons, la mise en place des cordes pour la traction de la bobine, l'installation de la bobine et la mesure.

La sécurité des personnes a aussi été un enjeu fort sur cette intervention. Les deux risques majeurs étaient la rupture d'un câble en présence d'intervenants dans le caisson et le risque de chute depuis le caisson ouvert. Pour limiter ces risques, la totalité des câbles a fait l'objet d'une visite ciblée avec inspection minutieuse de la totalité des manchons. En cours d'intervention chaque détection de défaut majeur a conduit à la fermeture provisoire de la travée concernée en attente de sécurisation. La sécurisation des câbles permettant de poursuivre la circulation à l'intérieur du caisson pour les auscultations n'a pas été nécessaire dans le cas du viaduc de Sylans. Cependant cela a pu s'avérer nécessaire sur d'autres ouvrages et a été mis en œuvre à l'aide de sangles de maintien permettant de contenir le fouettement en cas de rupture brutale (Figure 35). Une certaine prudence doit cependant être observée vis-à-vis de l'efficacité de ces dispositifs qui, si ils sont en mesure de réduire significativement les conséquences d'une rupture brutale, ne peuvent pas garantir une sécurité totale des personnes circulant dans l'ouvrage.

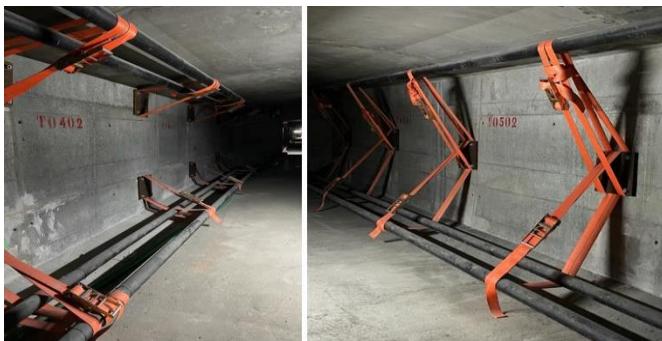


Figure 35 Exemple de sécurisation anti-fouettement à l'aide de sangles réparties

La protection vis-à-vis des chutes a été réalisée par la mise en place à l'avancement de filets de protection collective. Le choix d'une protection collective (Figure 33) a permis aux intervenants de ne pas porter de harnais anti-chute et d'être ainsi plus à l'aise pour la manutention du matériel.

### **III.5 Conclusions**

La méthode appliquée aux câbles de précontrainte est fiable et efficace, elle dispose par ailleurs d'un rendement élevé. Les défauts sont nettement détectés. La manutention peut s'avérer lourde mais demeure globalement moins complexe que sur les ouvrages suspendus. L'évaluation de perte de section demeure estimative, les différents résultats mettant en avant l'absence de relation directe entre l'amplitude et la perte de section.

## **IV. CABLES DE HAUBANAGE**

L'observation de désordres sur les ouvrages haubanés par des câbles multi-toron parallèles injectés à la cire et le vieillissement du parc français de pont haubanés ont poussé à transférer la technologie des câbles de précontrainte vers les câbles de haubans.

Un grand nombre de ponts à haubans construits au cours des 30 dernières années utilise une technologie de câbles très proche de celle des câbles de précontrainte externes. Ces câbles sont constitués de torons parallèles multiples regroupés à l'intérieur d'une gaine globale en PEHD. La protection des torons à l'intérieur de la gaine dépend de la période de construction : les torons peuvent être individuellement galvanisés ou non, ils peuvent également être individuellement graissés et gainés. Dans certains cas, les torons ne sont pas protégés individuellement, mais la gaine globale en PEHD est injectée avec de la cire. D'un point de vue magnétique, ces technologies sont très similaires à celle des câbles de précontrainte extérieure. Cependant, les unités de haubans sont généralement plus grandes, certains câbles étant constitués de plus de 60T15. Le taux de remplissage demeure néanmoins très similaire.

Le transfert de la méthode vers les ponts à haubans peut paraître simple, mais il nécessite quelques précautions : premièrement, la section métallique et les diamètres sont significativement plus grands, ce qui impose d'augmenter la magnétisation et de contrôler le niveau de détection. Deuxièmement, l'inclinaison des câbles est plus importante, et l'installation de l'appareil ne peut pas toujours se faire depuis l'extrados en raison de la conception des ponts : ancrages, amortisseurs, etc. Le premier point a été étudié par modélisation et essais en laboratoire, le second doit être résolu pour chaque conception d'ouvrage.

### **IV.1 Cas du pont de l'Iroise**

Les premiers essais ont été réalisés sur le pont de l'Iroise à Brest. Achevé en 1994, le pont mesure 800 m de long avec une travée principale de 400 m. Le tablier est soutenu par 2 pylônes, chacun équipé de 2x26 câbles. Les câbles les plus longs et les plus larges sont ancrés sur le pylône à 75 m de l'extrados. Ils sont constitués de 61 torons, avec un diamètre de 200 mm et une longueur de 195 m. Les câbles les plus courts comprennent 36 torons et ont un diamètre de 160 mm. Les différentes parties des gaines sont soudées (soudure miroir sans manchons électro-soudés). Les torons sont galvanisés, et la gaine globale est injectée avec de la cire pétrolière. Les modèles ont montré la nécessité d'augmenter le niveau de magnétisation pour ausculter ces haubans jusqu'au diamètre 200mm.

### **IV.2 Essais en laboratoire**

Pour confirmer les modélisations magnétiques, le niveau de détection a été testé préalablement en laboratoire. L'échantillon testé était constitué d'une gaine plastique de Ø200 mm contenant 61 torons galvanisés de 150 mm<sup>2</sup>. Les torons étaient insérés dans la gaine, et certains torons ont été placés dans un tube plastique supplémentaire pour permettre leur retrait et leur réinsertion pour simuler des défauts artificiels. Plusieurs tests ont été réalisés avec différents nombres d'aimants, torons, positions, tailles et formes de défauts. Le diamètre de la gaine est resté identique, même lorsque le test a été effectué avec un nombre réduit de torons.

Seuls quelques résultats obtenus avec un défaut de 2 fils rompus sur une largeur de 1 cm sont présentés ici. Un défaut de 2 fils représente respectivement 0,46 % et 0,80 % de la section métallique pour des câbles de 61 et 36 torons. Le défaut est d'abord localisé au centre du câble, puis sur la partie externe, en

contact avec la gaine. Dans tous les cas, on peut facilement observer le défaut, avec une amplitude significativement plus élevée que le bruit de fond.

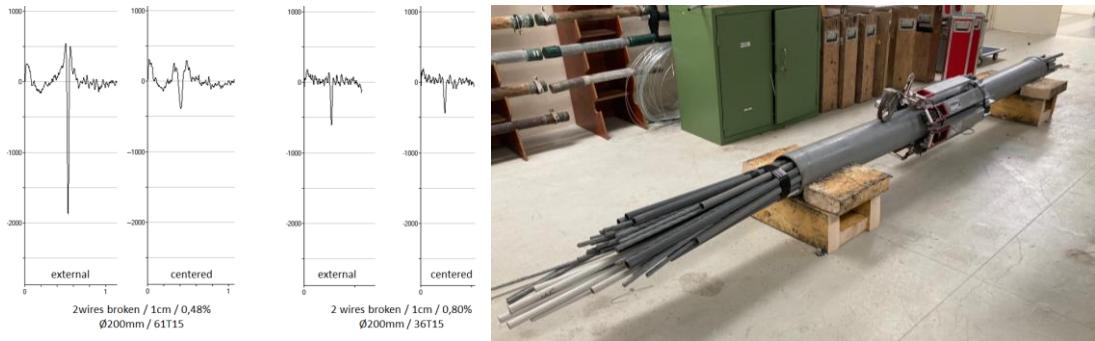


Figure 36 Défaut 2 fils rompus, largeur 1cm sur des câbles à 36 et 61 torons, position externe et centrale

La Figure 36 montre quatre mesures dans différentes configurations. On observe distinctement la signature du défaut et l'influence de la profondeur. Le signal observé pour un câble de 36 torons T15 est faible, mais cette situation ne se présente pas sur le pont. Sur ouvrage le câble 36T15 a un diamètre de 160 mm, alors que l'échantillon avait ici un diamètre 200mm. Le ratio section métallique/surface totale est de 0,17 pour l'échantillon et de 0,27 sur le pont. La faible proportion de section métallique rend la détection plus difficile sur l'échantillon à cause de la perméabilité magnétique de l'air, mais fonctionne tout de même correctement. On observe également que l'amplitude du signal pour un même défaut diminue significativement avec la profondeur : pour une configuration donnée, un défaut centré est environ 4 fois moins détectable qu'un défaut externe. Le niveau de détection demeure très bon, moins de 1 % à cœur, et suffisant pour surveiller la sécurité des haubans. Une rupture complète de toron (2,8 % à 1,6 %) peut être détectée sans ambiguïté.

### IV.3 Intervention sur site

L'intervention sur site a nécessité la mise en place de moyens relativement lourds. L'ouvrage a été fermé sur 3 voies sur 4 durant plusieurs nuits. Le montage de la bobine a été réalisé à partir d'un échafaudage provisoire ou d'une nacelle élévatrice poids lourd de 80m avec l'appui d'une équipe de 3 cordistes. La traction de la bobine sur les haubans courts a été rendue complexe par la force de traction nécessaire, la mise en œuvre de cordes de sécurité et le passage des bourrelets des soudures. La signature des soudures (sauts) a pu être observée et les résultats n'ont pas montré de défauts dans les câbles auscultés. Par la suite plusieurs ouvrages d'envergure moindres ont pu être auscultés.

### IV.3 Conclusions

Les résultats obtenus en laboratoire, sur le pont de l'Iroise puis sur d'autres ouvrages de plus petite taille ont confirmé la capacité du matériel à ausculter des câbles de haubans à multi-torons parallèles. Le niveau de détection est similaire à celui obtenu pour les câbles de précontrainte. La manipulation est relativement complexe pour les grands ouvrages, pour des ouvrages plus petits les auscultations peuvent être réalisées avec des moyens plus limités.

## V. PONT A TRAVEE LEVANTE

Le pont levant Flaubert à Rouen a fait l'objet d'un contrôle magnétique des câbles à l'aide du même type d'appareillage. Les câbles de levage de la travée avaient une configuration similaire aux câbles de remontées mécaniques type télécabine mais de section supérieure. La conception de l'appareil et son contrôle réglementaire permettent donc d'ausculter ce type de câble. Le taux de remplissage était d'environ 0,6. La complexité de l'opération résidait dans les accès, la manutention (montage, déplacement, sécurisation) et la configuration verticale des câbles. L'accès à la totalité du linéaire de câble et la traction de l'outil de contrôle en sécurité sur la totalité de la hauteur du pylône ont nécessité des montages de cordes complexes ainsi que des opérations de levage des travées de l'ouvrage.

## VI. CONCLUSIONS

Le transfert de technologie réalisé depuis le domaine des remontées mécaniques a permis de mettre en œuvre une méthode opérationnelle à grand rendement offrant un niveau de détection élevé pour les câbles d'ouvrages d'art. Les travaux réalisés ont permis d'étendre les possibilités d'auscultation des câbles monotorons multi-couches vers les câbles à torons parallèles. Ce type de contrôle non-destructif est actuellement très utilisé sur les ponts suspendus, ponts haubanés et ponts à précontrainte extérieure. Cette méthode est aujourd'hui la seule méthode à grand rendement qui permette de caractériser la totalité de l'état interne des câbles en partie courante. Si ce type d'auscultation non-destructive représente une avancée significative dans le contrôle des câbles d'ouvrages d'art elle comporte cependant plusieurs limites.

Tout d'abord les zones auscultaibles sont limitées aux parties courantes, les points singuliers (ancrages, déviation, attaches de suspentes...) et potentiellement pathologiques ne peuvent pas être auscultés. Ensuite l'encombrement et le poids des appareils ne permettent pas d'ausculter tous les câbles, et ce même en partie courante. En effet la proximité d'autres éléments (câbles, parement béton,...) peut empêcher le montage et le déplacement de l'appareil le long du câble.

Il faut donc considérer que cette méthode intervient en complément d'autres méthodes de contrôle non destructif. Des auscultations ultra-sonores peuvent par exemple donner des informations complémentaires sur les ancrages et des gammagraphies peuvent être utilisées sur certains points singuliers inaccessibles. Pour les cas à fort enjeu il est possible de concevoir des appareils sur mesure afin d'optimiser les sections auscultaibles, néanmoins cette démarche très coûteuse ne peut pas être généralisée à des ouvrages plus courants.

La seconde limite provient de l'exploitation qui peut être faite des résultats obtenus. En effet le signal obtenu ne dépend pas uniquement de la section perdue, il est influencé par la forme, la largeur et la profondeur du défaut. Par ailleurs les câbles corrodés présentent des bruits de fond élevés qui complexifient l'interprétation des signaux.

Ces difficultés représentent autant d'axes de travaux futurs avec l'objectif de mieux caractériser les défauts observés. Cependant les différentes ouvertures de câbles réalisées montrent une bonne corrélation entre les interprétations des signaux et les pertes de section observées après ouverture. Ces résultats soulignent que ces contrôles non-destructifs fournissent de bons ordres de grandeurs des défauts présents à l'intérieur des câbles.

La difficulté suivante, dont la problématique va bien au-delà du contrôle non-destructif des câbles, est de relier les pertes de sections mesurées par les auscultations avec la perte de capacité du câble. Dans le cadre d'un recalculation en état dégradé il est fréquemment demandé la section résiduelle à prendre en compte à partir des mesures d'auscultation non-destructive. Il est malheureusement impossible d'établir un lien direct entre ces deux grandeurs pour des câbles anciens. Si la relation perte de section/perte de capacité est assez directe pour les câbles récents et peu endommagés la corrélation devient nettement plus délicate pour les câbles anciens. En effet on constate qu'il existe une part d'endommagement non visible (pré-fissuration, cratères de dissolution,) par auscultation magnétique comme par contrôle visuel direct. Cette part d'endommagement peut cependant s'avérer significative dans la perte de capacité.

Il convient donc de considérer avec la plus grande prudence les résultats de ces contrôles dans le cadre de recalculs en état dégradé. Il est indispensable de considérer l'application de coefficients de sécurité car la capacité en traction d'un câble endommagé diminue plus rapidement que sa section métallique. Selon les niveaux d'endommagement observés à l'auscultation des scénarios de rupture d'éléments avec effets dynamiques et report de charges pourront aussi être étudiés.

Les ordres de grandeur d'endommagement obtenus via le contrôle magnétique fournissent néanmoins un indicateur d'endommagement fiable permettant d'aider à la prise de décision : poursuite d'exploitation, fermeture, sécurisation ou mise sous surveillance en attente de travaux lourds. La méthode peut aussi être utilisée à des fins de surveillance renforcée par auscultation périodique. Ce type d'auscultation se

positionne donc comme un outil à haut rendement complémentaire des autres méthodes de contrôle et de surveillance de l'état interne des câbles.

## VII. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] C. E. McCann and R. Colson, "Device for the determination of area loss of wire ropes and cables and similar objects". German Patent No. 175895 K1 42b Gr. 10, 1906.
- [2] R. Woernle and H. Müller, "Meßspule für mit Gleichstrom betriebene Vorrichtungen zur magnetischen Prüfung (Feststellung von mechanischen Zerstörungen) von Stahldrahtseilen". German Patent No 758730, 1937.
- [3] OITAF Book 3, Survey of magnetic rope testing of steel wire ropes
- [4] Méthodes de contrôle non-destructif des câbles dans les ouvrages d'art, H.Bot, J.-L. Robert, R.Laloux, Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées n°70, mars-avril 1974
- [5] Détection de défauts internes dans les câbles toronnés par méthode électromagnétique : évaluation de techniques existantes et perspectives d'évolution, B.Vaurigaud, S.Pernot, Colloque Câbles 2012, Nantes
- [6] Weiss, M., Vaurigaud, B., Cherrier, J.-F., Piednoir, R., Contardo, S., Evaluation of Magnetic Rope Testing Methods, OIPEEC Conference 2024 - Bardolino, Italy, ODN 1025, pp. 165-180.
- [7] Weiss, M., Vaurigaud, B., Contardo, S., 2021, Rapport préliminaire sur les études MRT sur la méthode « demi-bobine », Rapport d'étude du STRMTG, 36 pages, <https://balise.documentation.developpement-durable.gouv.fr/document.html?id=Balise-0065793>
- [8] Fiches B5-5 et B5-6, Cahiers interactifs auscultation des ouvrages d'art, <https://cahier-interactif-auscultation-ouvrages-art.univ-gustave-eiffel.fr/>
- [9] L'expertise de la rupture d'un câble de précontrainte extérieure du viaduc de Sylans sur l'A40, un exemple d'ingénierie forensique, D. Germain, P.A. L'Hôte, J.P. Marion, R. Pittet, A. Roibet, Bulletin Ouvrages d'Art n°81, Janvier 2023
- [10] Detection of corrosion in ACSR overhead line conductors, KG Lewis, J Sutton, Distribution Developments, June 1985

# **Application de la technique des acousto-ultrasons pour la détection de défauts dans les câbles à l'intérieur de leurs ancrages**

**Raphaël Johannes<sup>1</sup>, Laurent Gaillet<sup>1</sup>, Nathalie Godin<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Université Gustave Eiffel, All. des Ponts et Chaussées 44340 Bouguenais. [raphael.johannes@univ-eiffel.fr](mailto:raphael.johannes@univ-eiffel.fr), [laurent.gaillet@univ-eiffel.fr](mailto:laurent.gaillet@univ-eiffel.fr)

<sup>2</sup> INSA de Lyon, Univ. Lyon, MATEIS UMR 55107, Avenue Jean Capelle 69621 Villeurbanne. [nathalie.godin@insa.lyon.fr](mailto:nathalie.godin@insa.lyon.fr)

---

## **Résumé**

Ces travaux de recherche ont comme objectif l'évaluation de l'état de santé des structures à câbles du génie civil par la méthode des acousto-ultrasons. Plus précisément, l'élément à ausculter est le câble dans sa partie non accessible à l'intérieur du culot d'ancrage. En effet, les câbles dans les culots d'ancrage sont des zones sensibles soumises à diverses dégradations telle que la corrosion, des ruptures de fils ou encore du fretting-fatigue. Ces dégradations ne peuvent actuellement pas être évaluées convenablement par les techniques CND. De nombreux défis sont à relever, comme la géométrie des culots qui limite la mise en place des capteurs, la diversité des formes d'endommagement pouvant être présentes, la sensibilité aux défauts recherchés ou la reproductibilité des mesures. Une fois l'acquisition des signaux acoustiques réalisée, le traitement des données est crucial, impliquant l'utilisation de techniques non supervisées ou supervisées telles que l'analyse en composante principale ou plus évoluée comme les forêts d'arbres décisionnels. Ces approches visent à déterminer l'état de santé des culots à partir de l'analyse des signaux acoustiques, afin de fournir un diagnostic fiable pour l'évaluation de ces parties d'ouvrages d'art. Cette méthodologie pourrait avoir des implications importantes pour la maintenance préventive et la durabilité des infrastructures à câbles, en offrant une méthode fiable et précise pour l'évaluation de l'état des câbles à l'intérieur de leurs ancrages.

## I. Introduction

Les câbles dans les culots d'ancrage sont des zones susceptibles de dégradations. Sur les ponts précontraints ou à haubans, quelques techniques de contrôle non destructif peuvent être mises en place pour l'inspection des torons au niveau de leurs ancrages. Actuellement, pour les ancrages des ponts à haubans ou suspendus à câbles multicouches, les inspections se limitent à un contrôle visuel, insuffisant pour une évaluation adéquate de cette zone, car les extrémités des câbles sont inaccessibles au contrôle non destructif [1].

Développer une technique d'évaluation ponctuelle pour ces zones est essentiel car le parc d'ouvrages d'art français vieillit. Cette technique permettrait de soutenir les inspections et d'orienter les choix lors de travaux de maintenance. Plusieurs techniques de CND sont déjà employées pour l'auscultation des câbles mais une technique suscite particulièrement l'intérêt pour la détection de dégradations à l'intérieur de culots d'ancrage : les acousto-ultrasons. Cette technique combine les ultrasons et l'émission acoustique. Suite à une auscultation réalisée *in situ* et à l'identification d'axes d'amélioration de la technique, des culots « modèle » à l'échelle 1, intégrant diverses dégradations possibles, ont été réalisés. Les auscultations de ces culots modèles permettent d'affiner et d'améliorer la technique.

## II. Principe de la technique des acousto-ultrasons

Les acousto-ultrasons (AU) regroupent les techniques des ultrasons (US) et de l'émission acoustique (EA), permettant de disposer d'une source émettrice paramétrable (Figure 3) et de descripteurs des signaux en EA (Figure 4). Le principe des AU repose sur l'envoi d'une onde ultrasonore à l'aide d'un capteur piézoélectrique relié à un système ultrasonore qui permet de moduler le signal émis en termes de fréquence, de puissance et de nombre de tirs par unité de temps. Après la traversée de l'échantillon par les ondes ultrasonores, celles-ci sont recueillies par des capteurs piézoélectriques puis converties en signaux électriques. Ces signaux sont amplifiés avant d'être traités par le système d'acquisition EA, utilisant des descripteurs dans les domaines temporel et fréquentiel pour l'analyse.

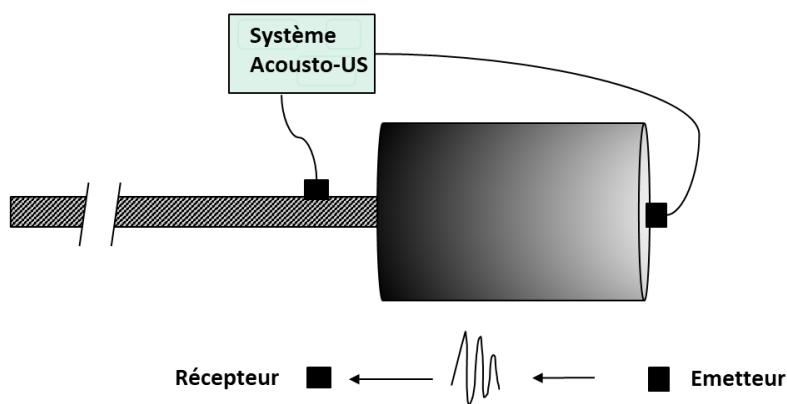


Figure n°1 : Schéma de la mise en place des capteurs sur un culot pour une auscultation AU [4]

## III. Résultat In-situ (Pont de Cézy)

La réhabilitation du pont de Cézy a permis de réaliser des auscultations sur les anciens culots du pont alors qu'ils étaient encore en service. Douze culots d'ancrage ont été étudiés : huit pour les câbles porteurs et quatre pour les câbles de retenue. Les auscultations *in situ* ont contribué à la mise en place de cette

technique sur des culots en conditions de service. L'impact du bruit environnant et de la tension dans les câbles sur nos auscultations a été également examiné.



Figure n°2 : Auscultation AU : capteur émetteur (arrière du culot) et capteurs récepteurs (câble)

### III.1 Paramètre d'auscultation

Lors des auscultations in situ, le matériel utilisé pour l'émission comprenait une carte ARB connectée à un capteur R15 placé à l'arrière du culot. Les paramètres d'émission consistaient en un signal carré de 5, 8 et 10 V, avec l'envoi d'une onde toutes les deux secondes pendant une durée d'une minute.

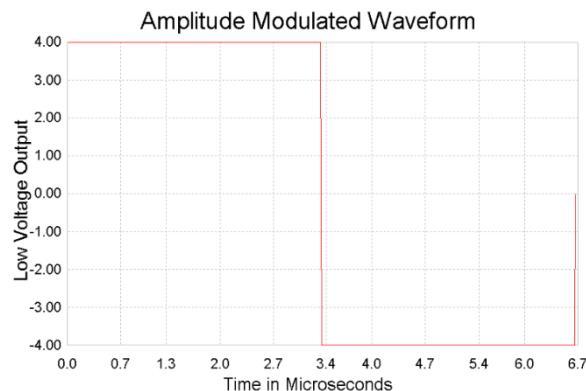


Figure n°3 : Signal carré émis par la carte ARB [5]

L'onde générée par le capteur d'émission pénètre dans le culot d'ancrage via le matériau fusible, se propage ensuite dans les fils du câble puis est captée par quatre capteurs R15, disposés chacun à 90° sur la couche extérieure du câble. Ces capteurs transforment l'onde en signal électrique, qui est ensuite amplifiée par un préamplificateur. Le signal est ensuite transmis à la chaîne d'EA (Express8) pour le traitement des données à l'aide des descripteurs (Figure 4).

#	Paramètres	Unité
Domaine temporel	a1 Amplitude	dB
	a2 Durée	μs
	a3 Énergie	μV.s/coup
	a4 Force du signal	pV.s
	a5 Énergie absolue	aJ
	a6 Nombre de coups	-
	a7 Temps de montée	μs
	a8 Nombre de coups au pic	-
Domaine fréquentiel	a9 Barycentre fréquentiel	kHz
	a10 fréquence pic	kHz

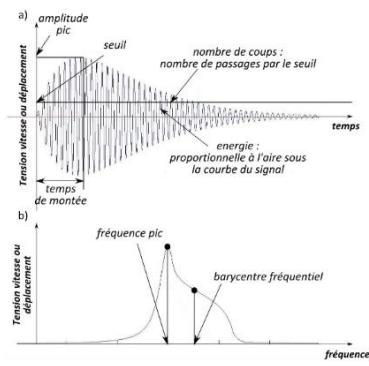
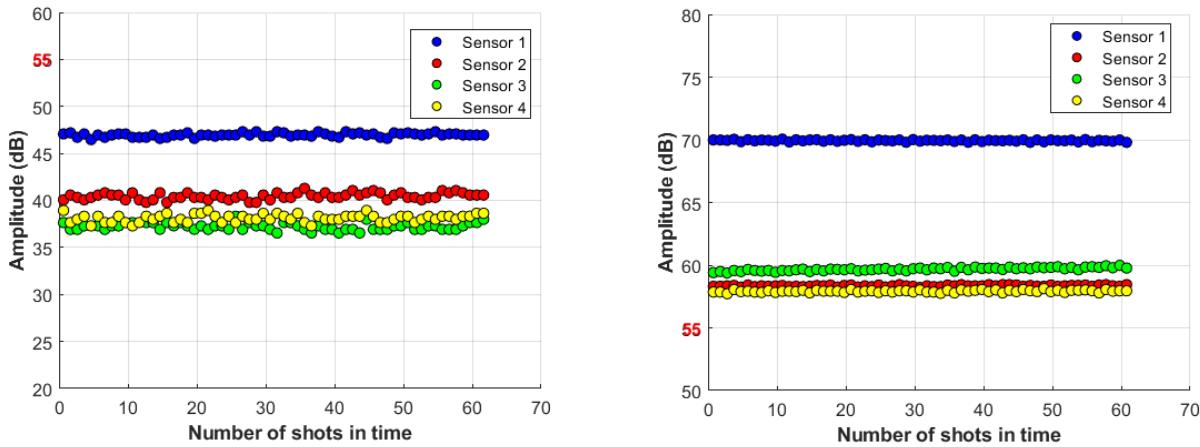


Figure n°4 : Les descripteurs fréquemment utilisés (temporel, fréquentiel) à gauche, Les descripteurs schématisés [6]

### III.2 Résultats obtenus

Les résultats obtenus lors des auscultations ont révélé des différences sur certains culots, à la fois dans le domaine temporel et fréquentiel. L'observation de deux culots des câbles porteurs a notamment permis de mettre en évidence ces variations. Les graphiques suivants comparent le culot de la rive droite amont (RDAM1) et celui de la rive gauche amont (RDAV1).



L'observation des résultats montre une atténuation importante du signal pour le culot RDAM1, avec une amplitude ne dépassant pas 55 dB, tandis que le culot RDAV1 présente une plus forte amplitude. On remarque que chaque capteur suivant la position sur le diamètre du câble n'a pas la même réponse en émission acoustique ; ceci étant bien marqué pour le capteur 1. Après l'auscultation de l'ensemble des culots, il apparaît que les culots de la rive gauche amont (RGAM) et de la rive droite aval (RDAV) ont une bonne transmission, similaire à celle du culot RDAV1, contrairement aux culots de la rive droite amont (RDAM) et de la rive gauche aval (RGAV), qui présentent des atténuations similaires à celle observée pour le culot RDAM1.

### III.3 Hypothèse sur l'interprétation des résultats

Suite à l'acquisition des signaux et aux premiers résultats obtenus, on peut émettre une hypothèse pour interpréter ces résultats. Elle concerne l'impact de la perturbation des signaux envoyés lors du passage des ondes dans le culot. La présence de dégradations à l'intérieur du culot entraînerait une mauvaise transmission des ondes se traduisant par une modification et une atténuation des signaux recueillis. Ainsi, une première interprétation serait que les câbles ayant une plus faible réponse acoustique seraient soumis à des dégradations à l'intérieur de leurs ancrages. Cette hypothèse demande à être confirmée par d'autres auscultations in situ et en laboratoire avec ouvertures des culots auscultés.

Les autres points d'amélioration au niveau de la mise en place des capteurs sur le culot et sur le câble sont l'accès à l'arrière du culot pour positionner le capteur d'émission, le positionnement des capteurs de réception sur le câble peut être difficile et la géométrie de la douille qui a un impact non négligeable sur les résultats des auscultations.

## IV. Culots de référence

Pour valider l'hypothèse principale et améliorer les auscultations in situ, des culots dits « de référence » ont été réalisés, comprenant des modèles sans défaut et d'autres avec des défauts contrôlés. Ces culots reproduisent les défauts observés lors d'expertises précédentes (Figure n°6).



(a) Corrosion des fils



(b) Rupture de fils



(c) Zone des dégradations

Figure n°6 : Dégradations types de câble à l'intérieur de culots d'ancrage

### IV.1 Fabrication des culots de référence

Les culots ont été réalisés par l'entreprise Baudin Châteauneuf. Chaque culot comporte un câble multicouche (six couches) d'un diamètre de 73,66 mm, avec des fils de 5,63 mm de diamètre. La douille, usinée aux dimensions de 348 x 200 mm, est dotée d'un matériau fusible en zinc, qui permet de bloquer le câble à l'intérieur du culot.

Les 6 culots réalisés sont répertoriés dans le tableau n°2 ci-dessous :

Culot	Défauts	Dimension	Photo des défauts
S1			
S2			
V1	Vide du matériau fusible	Profondeur: 15mm Longueur: 150mm Largeur: 65mm	
C25	Ruptures progressives des fils	Profondeur: 19mm Longueur: 20mm Largeur: 70mm	
R15	Ruptures franches des fils sur deux zones	Zone 1: profondeur: 22mm, Longueur: 56mm, Zone 2: profondeur: 21mm, Longueur: 61mm,	
R25	Grande zone de ruptures franches	Profondeur: 22mm Longueur: 130mm Largeur: 5mm	

Tableau n°2 : Caractéristiques des culots de référence

Les deux culots sains (S1 et S2) permettront de tester la répétabilité des mesures sur deux culots réputés identiques. Le culot V1 reproduit un vide au niveau du matériau fusible. Le culot C25 représente une rupture progressive afin d'imiter une dégradation du câble par corrosion. Les culots R15 et R25 représentent des ruptures avec des dégradations par rupture franche, plus ou moins marquées. Les zones de rupture des fils ont été réalisées sur les couches externes des câbles.

## IV.2 Premier résultats des culots maîtrisés (S1 comparé à C25)

Pour les premières auscultations sur les différents types de culots maîtrisés sont en cours, Il est présenté ici une première comparaison entre un culot sain (S1) et un culot avec ruptures progressives (C25). Les paramètres AU utilisés sont les mêmes que pour les auscultations in situ (III.1). Une première observation avec des descripteurs temporels (amplitude / énergie) a été réalisée, comparant un culot sans défaut (S1) et un culot présentant un défaut (C25) le défaut est montré dans le tableau N°2, l'objectif de ce défaut est de représenter une corrosion avancée sur un câble.

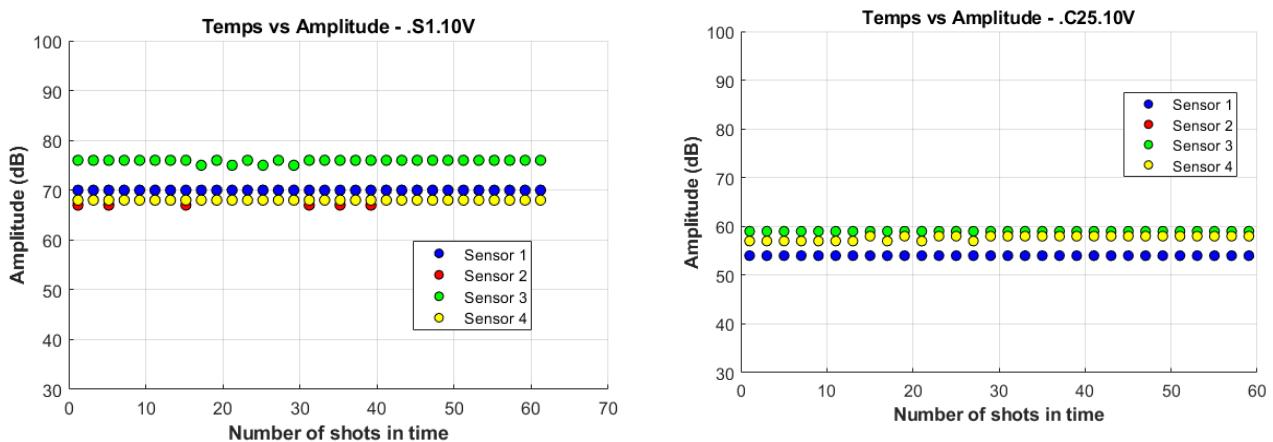


Figure n°7 : Amplitude des culots S1 et C25

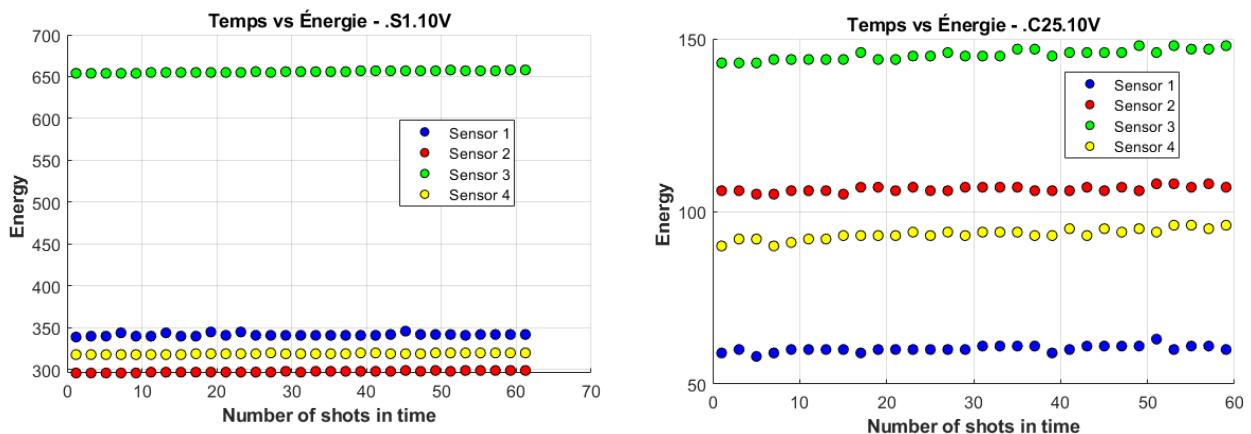


Figure n°8 : AE énergie des culots S1 et C25

Ces auscultations sur des culots avec défauts maîtrisés conduisent à une amplitude plus élevée pour le S1 (environ 70 dB pour l'ensemble des capteurs), tandis que les capteurs sur le C25 affichent une amplitude entre 55 dB et 60 dB. Concernant l'énergie recalculée, les quatre capteurs du culot S1 ont des valeurs plus élevées que celles obtenues sur le culot C25. On retrouve la sensibilité de la réponse acoustique suivant la position du capteur (notamment le capteur 1) sur le câble comme déjà évoquée

précédemment. Ces premiers résultats semblent confirmer notre hypothèse entre la dégradation du câble et réponse acoustique reçue par les capteurs.

### IV.3 Perspectives des auscultations des culots maîtrisés

Les prochaines auscultations visent à améliorer la technique en modifiant les paramètres d'émission (force du signal, type de signal). Le positionnement des capteurs sur le culot sera également étudié afin de déterminer dans quelle mesure il influence la détection et la localisation des défauts.

Positionnement	Sur le culot	A la sortie du culot	10 cm
			

Tableau n°3 : Positionnement des capteurs sur le culot

Le choix des capteurs pour la réception et l'émission permettra comparer les différences entre des capteurs à bande passante étroite ( $R15, \mu 80$ ) et à large bande passante (WD) dans les résultats obtenus. La source émettrice pourra être également ajustée en fonction du capteur sélectionné.

Lors des auscultations in situ, le couplage et le positionnement des capteurs ont constitué un point critique pour garantir des mesures précises. Le couplage joue un rôle essentiel dans l'interaction entre le capteur et le câble ou le culot. Un choix approprié du mode de couplage pourrait améliorer la qualité des auscultations réalisées.

## V. Conclusions

L'application de la technique des acousto-ultrasons sur des culots d'ancrage a été réalisée pour différentes configurations. Les auscultations in situ sur le pont suspendu de Cézy ont permis de tester les AUs en conditions réelles et de réaliser les premières auscultations sur des culots en service. Ces premières observations ont révélé des différences entre certains culots. L'hypothèse principale est qu'un culot dégradé a une réponse acoustique modifiée et plus faible qu'un culot sain, les dégradations empêchant la bonne propagation des ondes à travers celui-ci. Cependant, les acousto-ultrasons seules ne permettent pas encore d'établir un seuil pour le dépôt des câbles. Cette technique peut être adaptée à l'auscultation d'autres zones confinées (colliers, etc.) où l'on peut suspecter la présence de dégradation voire rupture de fils.

Pour valider cette hypothèse, des culots avec des défauts maîtrisés ont été créés. Une première campagne a montré une corrélation entre l'atténuation des ondes et les dégradations présentes au sein du culot. Forts de ces résultats encourageants, l'objectif est maintenant d'optimiser la technique en ajustant le couplage, le positionnement et le choix des capteurs.

Les données recueillies lors des auscultations in situ serviront à alimenter une base de données, en vue d'utiliser des méthodes supervisées pour les analyses futures.

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Boyez, A. et al. (12 juill. 2024). « Analysing Ultrasonic Testing Data to Optimise Stay Cable Maintenance ». In : Jensen, Jens Sandager, Dan M. Frangopol et Jacob Wittrup Schmidt. Bridge Maintenance, Safety, Management, Digitalization and Sustainability. 1re éd. London : CRC Press, p. 2951-2959.
- [2] Vaurigaud, B et H Chemineau (2023). « Detection of Wire Breaks in Stay Cable and External Prestressed Cables Using a Magnetic Rope Testing Device ».
- [3] OITAF work committee n°II (2015). Survey of Magnetic Rope Testing of Steel Wire Ropes. OITAF Book 3.
- [4] Kharrat, M. et L. Gaillet (août 2015). « Non-Destructive Evaluation of Anchorage Zones by Ultrasonics Techniques ». In : Ultrasonics 61, p. 52-61.
- [5] Sarr, Cheikh Ahmed Tidiane (8 juill. 2022). « Vers une auscultation par acousto-ultrasons des renfortements par composites collés de structures du génie civil ». Thèse de doctorat. Nantes ; France : L'Ecole Centrale de Nantes.
- [6] Le Gall, Thomas (7 jan. 2016). « Simulation de l'émission acoustique : Aide à l'identification de la signature acoustique des mécanismes d'endommagement ». Thèse de doctorat. Lyon ; France : l'institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

# MESURE DE LA TENSION DES TORONS PAR LA TECHNIQUE DE L'ARBALETE

J.-J. Brioist<sup>1</sup>, O. Perez<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Cerema Hauts-de-France et E.R. END SUM, 42 bis rue du Marais, 59482 HAUBOURDIN Cedex.  
[jj.brioist@cerema.fr](mailto:jj.brioist@cerema.fr)

<sup>2</sup> Cerema Hauts-de-France, 42 bis rue du Marais, 59482 HAUBOURDIN Cedex. [olivier.perez@cerema.fr](mailto:olivier.perez@cerema.fr)

## Résumé

Les mesures de tension des câbles de précontrainte par la méthode de l'arbalète sont d'un emploi courant en France depuis une vingtaine d'années. L'interprétation des résultats de mesure repose le plus souvent encore sur l'établissement d'un abaque à partir d'expériences menées en laboratoire, sur une armature réputée identique à celle qu'on cherche à éprouver sur une structure en béton précontraint. Cette méthodologie, réalisable pour la mesure sur un fil d'acier, ne l'est plus dès qu'on utilise ce type de tensiomètre sur un groupe de torons, ou un câble, car les paliers de tension qu'il faut établir exigent des machines de grande puissance et un amarrage particulier. Dans la présente communication, après un rappel de la formule de conversion applicable aux fils simples, deux variantes de cette formule pour l'appliquer à un câble multi-fils sont passées en revue. La confrontation à des résultats expérimentaux montre que ces formules dérivées surestiment la raideur des torons et des câbles. L'enregistrement des tensions dans les différents fils d'un toron au cours d'une mesure à l'arbalète, montre la complexité de la réponse d'un toron soumis à une flexion localisée. Ces mesures suggèrent en outre une nouvelle voie pour la modélisation de l'essai. Les résultats du modèle doivent d'une part justifier le déterminisme de la méthode de l'arbalète pour les torons et les câbles multi-torons, et d'autre part étendre l'usage de l'instrument aux unités de fort diamètre (torons et câbles).

# I. Tensiomètres pour fils métalliques

## I.1 Les tensiomètres et leur domaine d'emploi

L'emploi des câbles dans les structures repose sur la confiance dans la permanence d'un niveau de tension compatible à la fois avec le schéma statique de construction, et la résistance du câble. Or la tension des câbles en acier, contrôlée lors de la construction, est sujette ensuite à des variations importantes dans les structures en service. Ces variations tiennent au comportement différent des matériaux (flUAGE et fissuration progressive du béton, relaxation et corrosion partielle de l'acier des câbles), à la fatigue, et bien sûr aux variations de température. Il est donc indispensable pour les gestionnaires d'ouvrages précontraints ou de structures à câbles, de disposer de techniques de mesure de la tension.

On dispose pour cela de diverses techniques : méthode statique par pesée aux ancrages, méthodes dynamiques (par mesure de la fréquence fondamentale, effet électroacoustique ou ondes guidées), méthode par électrostriction, diffraction par rayons X (Morelli et al., [9]). Toutes reposent sur la mesure de la réponse du câble à une sollicitation déterminée, et donc supposent un accès, au moins ponctuel, au câble. Or pour les câbles en béton précontraint, hormis certaines configurations de précontrainte additionnelle, les armatures noyées dans un coulis, et intérieures au béton, ne sont accessibles qu'aux ancrages. La tension n'est d'ailleurs pas constante d'un ancrage à l'autre, à la fois en raison du tracé de l'armature (loi de Coley), et des conditions d'adhérence au coulis. Pour mesurer la tension en un point d'un câble de précontrainte, la seule solution existante consiste à appliquer la méthode de l'arbalète.

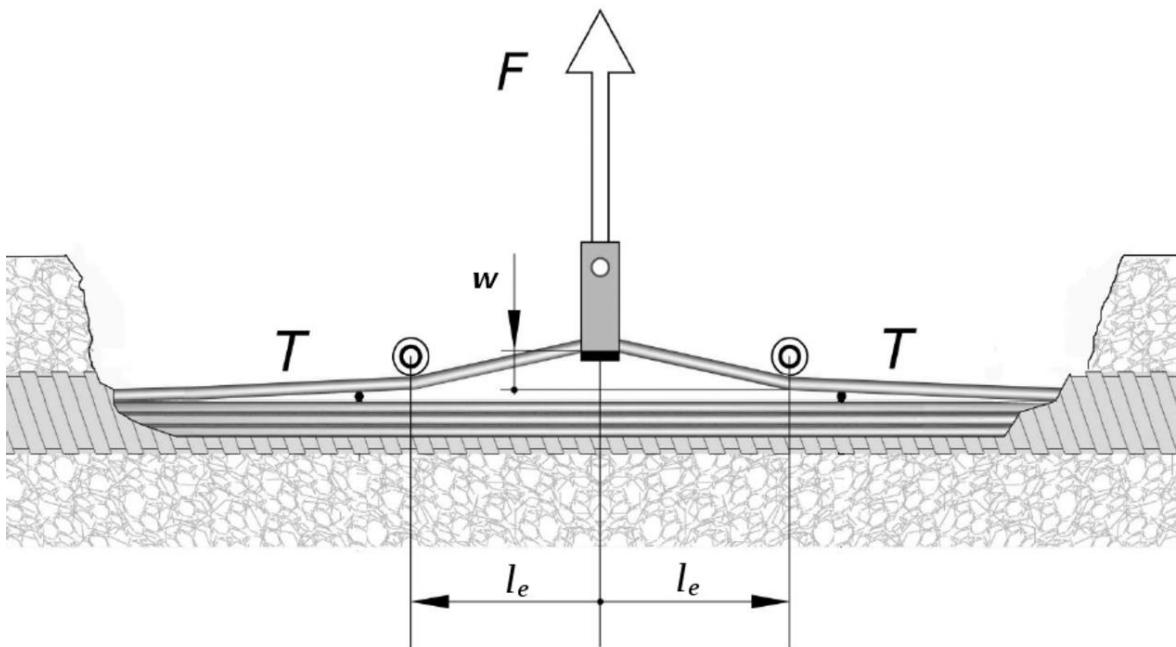
## I.2 Description de l'instrument et son mode d'emploi

Cette dernière méthode consiste à appliquer un chargement statique sur un brin libre de l'armature (ill. 1-1) : on mesure la force nécessaire pour produire une flèche déterminée (de l'ordre d'un millimètre) entre les deux appuis de l'instrument sur l'armature elle-même (Tonnoir, [2]). Ces deux points d'appuis ponctuels sont distants d'une longueur  $2.l_e$  (dite « empattement ») sous l'effet d'un chargement transverse. La flèche est proportionnelle à la force appliquée : la relation entre flèche et force est donc linéaire, et se caractérise par un coefficient de raideur, qui est une raideur de flexion. L'expérience familière de l'arc suggère que cette raideur augmente avec la tension du fil ou du toron que l'on éprouve.

Il semble qu'on doive faire remonter le principe de cette mesure aux tensiomètres développés au cours de la Première guerre mondiale pour le contrôle des filins d'amarrage de la voilure des avions de cette époque (Larson, [1]). Les tensiomètres continuent d'être utilisés dans des applications aussi diverses que le contrôle statique des haubans de passerelle (Cevaer et al., [7]), les caténaires ou les câbles de transmission de mouvement dans les avions et les navires, les tirants d'écrans de soutènement (Mitaine et Rincinet, [6]), ou le contrôle des grilles et anneaux de tenségrité (Cevaer, [8]).

L'application de cette technique aux fils et torons de précontrainte remonte aux mesures effectuées par le Laboratoire Régional des ponts et chaussées de Lille au début des années 1980. Elles ont montré que, malgré l'inertie de flexion plus importante et le toronnage des fils, la flèche imposée à une armature de précontrainte reste corrélée de façon biunivoque et monotone à sa tension (Tonnoir, [3] et [4]), qu'il s'agisse de fils, de torons ou de câbles.

Pour imprimer cette flexion à un câble intérieur, il est nécessaire de découper localement l'enrobage de béton selon une fenêtre généralement rectangulaire, dont la taille dépend de celle du châssis de l'arbalète (de 250 à 300 mm), puis d'ouvrir la gaine et de dégager quelques fils de leur gangue de coulis. La méthode est donc localement destructive, mais elle permet par là-même un examen direct des fils et du coulis, d'apprécier le remplissage de la gaine et éventuellement de procéder à un examen endoscopique de la gaine en cas de vides. L'accès direct au fil offre aussi une base de recalage métrologique pour l'emploi de capteurs non-destructifs (ou CND : radar, tomographes) sur le reste du parement.



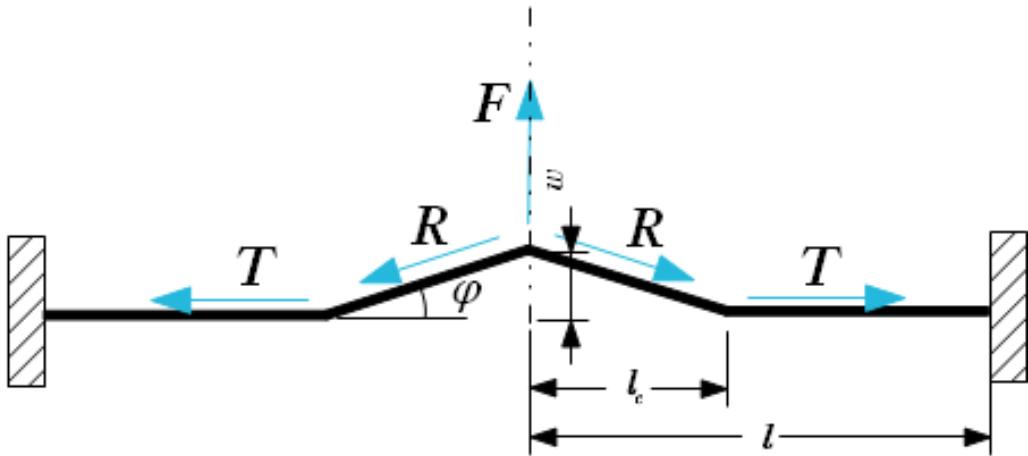
**Figure 37: Principe de l'arbalète sur une armature de béton précontraint.** Entre deux points d'appuis distants d'une « longueur d'empattement » de  $2\ell_e$ , l'application d'une force  $F$  produit une flèche  $w$  d'autant plus faible que la tension  $T$  est élevée.

La relation liant la flèche  $w$  développée par un effort de traction  $F$ , à la tension  $T$  du fil, est établie expérimentalement en laboratoire, en appliquant au fil une tension  $T$  constante à l'aide d'un vérin. On forme ainsi un faisceau de courbes  $(F_T(w))_{T_0 \leq T \leq T_0 + k \cdot \Delta T}$ , dit faisceau de calibration (fig. 5 et 9) avec lequel on interprète les mesures faites *in situ* sur les armatures d'un pont en béton précontraint.

Une force transverse nulle correspondant à une flèche nulle du fil, toutes les courbes de ce faisceau doivent passer par l'origine. On constate en outre que ces courbes sont, sur la plage de mesure, pratiquement des droites, donc que la relation flèche-force est linéaire. Les régressions linéaires effectuées sur les multiples campagnes de calibration produisent en effet des coefficients de corrélation systématiquement supérieurs à 0,9990.

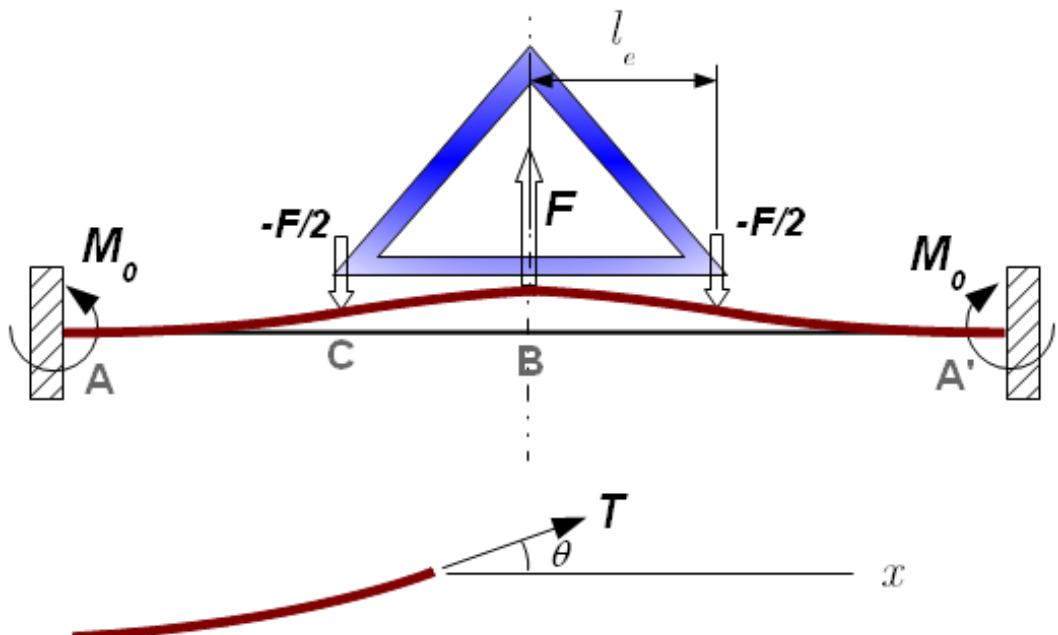
## I.2 Analyse mécanique de l'instrument

Les tensiomètres classiques sont systématiquement analysés en assimilant la déformée à un arc à trois articulations, à partir du triangle des forces ([1],[2],[7],[8]). Cela revient à assimiler le filin à un fil infiniment souple en flexion, qui affecte une déformée triangulaire sous l'application de la force transversale. L'équilibre est exprimé sur une figuration déformée du câble, paramétrée par la valeur de la flèche. Un tel modèle aboutit à une raideur qui ne dépend pas de la flèche ; cette raideur est, de plus, beaucoup plus faible que ce qu'indique l'expérience, et l'écart est d'autant plus sensible que le filin est tendu ([5],[7],[8]).



**Figure 38: Modélisation des tensiomètres pour un fil dépourvu de rigidité de flexion.**

Il est donc nécessaire, pour estimer la raideur d'un fil d'acier dans l'expérience du tensiomètre, de tenir compte, non seulement de la rigidité en flexion, mais même d'une variation non linéaire de la courbure du fil. Dans une communication des *Journées Câbles 2012* (Brioist, [5]), le calcul de la raideur repose sur un modèle plan de lame élastique : le fil est modélisé comme une courbe élastique présentant une rigidité de flexion non nulle,  $k = EI$  où  $E$  est le module d'Young de l'acier et  $I$  l'inertie principale de flexion. Ce fil est supposé parfaitement encastré aux points A et A', qui sont les points de réancrage de l'armature au coulis d'injection, voisins des bords de la fenêtre découpée dans le béton de la structure pour accéder au câble. Le fil est sollicité en trois points C, B et C' (symétrique de C par rapport à B ; figure 3).



**Figure 39: Modélisation d'un fil possédant une raideur de flexion.**

Dans les formules qui suivent, nous convenons de noter :

- $E$  le module élastique du fil d'acier, ou armature, testé par l'arbalète,
- $I$  l'inertie de flexion du fil d'acier dans le plan de l'arbalète,

- $T$  la tension imprimée par l'arbalète au fil ou armature,
- $l_e$  la distance entre les deux appuis ponctuels de l'arbalète contre le fil, ou « empattement ».
- $w$  la flèche du fil sous l'action de l'arbalète,
- et  $\theta$  la rotation de section du fil fléchi.

Dans une structure précontrainte par post-tension, l'armature, dégagée localement du béton pour mettre en place l'arbalète, se ré-ancre au coulis et peut être considérée comme encastrée à ses deux extrémités. La distance entre les deux encastrements est notée  $2l$ , l'empattement de l'arbalète  $l_e = d \cdot l$  ( $0 < d < 1$ ).

On pose les hypothèses suivantes :

- l'allongement du fil est négligeable (sa longueur demeure  $l$  en configuration déformée)
- la rotation de section du fil est faible :  $\theta^2 \ll 1$ .

Dans ces conditions, l'analyse du couplage flexion-tension aboutit aux formules approchées suivantes ([5]).

$$\text{En posant } \left\{ \begin{array}{l} t = \frac{T \times l^2}{EI} \\ q = \tanh \sqrt{t} \times (1 - d) \\ \psi(\sqrt{t}d) = \frac{q \cdot \sinh(\sqrt{t}d) + \cosh(\sqrt{t}d) - 1}{\sinh(\sqrt{t}d) + q \cdot \cosh(\sqrt{t}d)} \end{array} \right. \quad (1)$$

la raideur en flexion est :

$$k = \frac{dF}{dw} = \frac{2EI}{l^3} \cdot \frac{t^{3/2}}{\psi(\sqrt{t}d) \cdot (\cosh(\sqrt{t}d) - 1) + (\sqrt{t}d - \sinh(\sqrt{t}d))} \quad (2)$$

Cette formule montre clairement le rôle du module de raideur à la flexion  $k = EI$ , ainsi que l'effet de la tension de l'armature (variable réduite  $t$ ).

## II. Extension au cas multi-fils

Les essais en laboratoire et sur ouvrages précontraints ont montré que, sur l'intervalle des tensions pratiquement utilisées, la raideur en flexion locale (c'est-à-dire par l'arbalète) des torons est pratiquement constante. Ces observations suggèrent d'adapter la formule (2) précédente. Il faut pour cela naturellement substituer à l'inertie de flexion  $I$  d'un fil, l'inertie de flexion équivalente d'un toron.

### II.1 Expression de l'inertie équivalente d'un toron

Abordé dès 1912, le calcul de l'inertie des torons fait, depuis 1985, l'objet d'une abondante littérature ([11],[12],[13]). Pour un toron de diamètre apparent  $d$  formé de  $n$  fils de diamètre  $d_f$  enroulés selon un pas hélicoïdal  $p$ , on obtient un minorant de cette inertie en considérant la raideur en flexion de chacun des  $n$  fils du toron séparément :

$$(EI)_{min} = \sum_{k=1}^n E \cdot I_f \quad (3)$$

L'inertie de flexion  $I_f$  d'un fil seul s'exprime à partir de l'angle d'enroulement  $\phi$  dépendant du diamètre du fil et du pas de toronnage  $p$  avec.  $I_f = \frac{\pi d_f^2}{64} \cdot \cos \phi$ . L'angle d'enroulement  $\phi$  est défini par le développement plan d'un fil du toron (fig. 4, [14] p. 343) :  $\tan \phi = \frac{\pi d}{p}$

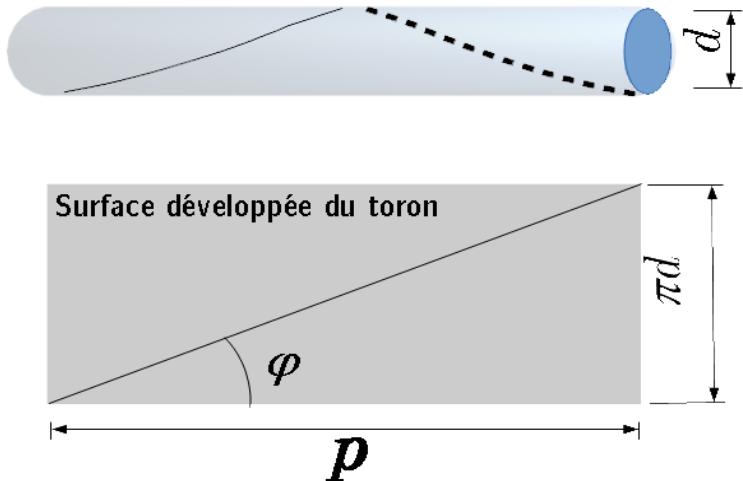


Figure 40 - Notations pour la surface développée d'un toron

Mais la flexion du toron s'accompagne d'une flexion composée des fils qui le constituent, et il en résulte une inertie de flexion secondaire, donnée ([11],[13]) par

$$(EI)_{add} = \sum_k E \cdot A \cdot (r_k \sin \theta_k)^2 \cdot \cos^3 \phi \quad (4)$$

où  $E A$  est l'inertie de traction d'un fil du toron ;  $(r_k, \theta_k)$  sont les coordonnées polaires des centres de chaque fil dans la section transversale du toron et  $\phi$  est l'angle d'enroulement des fils. En pratique, la répartition des fils coïncide avec les sommets d'un polygone régulier :

$$\begin{cases} r_k = r_0 \\ \theta_k = \frac{2k\pi}{n}, k = 0, \dots, n-1 \end{cases} \quad (5)$$

et dans ce cas,  $\sum_k \sin^2 \theta_k = \frac{n}{2}$  (6)

$$\text{Ainsi, } (EI)_{add} = \frac{E \cdot A \cdot n}{2} \cdot r_0^2 \cdot \cos^3 \phi \quad (7)$$

$$\text{et } (EI)_{total} = n \cdot E \cdot I_f \cdot \cos \phi + \frac{E \cdot A \cdot n}{2} \cdot r_0^2 \cdot \cos^3 \phi \quad (8)$$

Cette formule peut s'appliquer aux torons simples, et aux câbles toronnés. Comme l'indique Cardou [12], il y a en pratique deux valeurs à considérer pour l'inertie de flexion :

- l'une où les fils fléchissent indépendamment les uns des autres, et qui s'obtient en annulant le terme d'excentricité de Huygens (ce qui revient à poser  $r_0 = 0$ ),
- l'autre où les fils périphériques sont suffisamment tendus pour comprimer le fil d'âme et développer une inertie couplée, bien supérieure à la précédente.

Nous donnons les valeurs correspondantes dans les deux tableaux ci-après :

Tableau 9: Calcul de l'inertie de flexion de quelques torons suivant deux mécanismes de flexion distincts.

	fils indépendants			fils toronnés		
	T12,5	T12,9	T15,7	T12,5	T12,9	T15,7
$n$	6	6	6	6	6	6
$\varnothing_{fil}$ (m)	4,11E-03	4,35E-03	5,22E-03	4,11E-03	4,35E-03	5,22E-03
$A_{fil}$ (m <sup>2</sup> )	1,33E-05	1,49E-05	2,14E-05	1,33E-05	1,49E-05	2,14E-05
$I_{fil}$ (m <sup>4</sup> )	1,40E-11	1,76E-11	3,64E-11	1,40E-11	1,76E-11	3,64E-11
$p$	0,232	0,232	0,283	0,232	0,232	0,283
$\tan \varphi$	0,169	0,175	0,174	0,169	0,175	0,174
$\cos \varphi$	0,986	0,985	0,985	0,986	0,985	0,985
$r_0$ (m)	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,11E-03	4,35E-03	5,22E-03
$I_{nfils}$ (m <sup>4</sup> )	8,29E-11	1,04E-10	2,15E-10	7,27E-10	9,10E-10	1,89E-09
$I_{âme}$ (m <sup>4</sup> )	1,40E-11	1,76E-11	3,64E-11	1,40E-11	1,76E-11	3,64E-11
$I_{toron}$ (m <sup>4</sup> )	9,69E-11	1,21E-10	2,52E-10	7,41E-10	9,28E-10	1,92E-09
$E$ (Pa)	2,00E+11	2,00E+11	2,00E+11	2,00E+11	2,00E+11	2,00E+11

## II.2 Résultats expérimentaux

Les étalonnages réalisés sur les torons T15,7 de classe 1860 aboutissent aux résultats de la fig. 6.

La courbe indiquée « Fils indépendants » dans ce graphique correspond à l'hypothèse où les fils d'un toron fléchissent chacun autour de leur axe propre ( $r_0 = 0$ ). Il s'agit de l'arc de courbe obtenu par la formule (2), avec

- une distance entre mors  $2l = 1100$  mm, qui est celle réalisée avec une machine de traction lors de la réalisation des faisceaux d'étalonnage.
- Une distance entre appuis de l'arbalète, de 250 mm,
- une rigidité de flexion  $E \cdot I = 200000 \times 10^6 \times 2,52 \times 10^{-10} = 50.4 \text{ N.m}^2$  (1<sup>re</sup> colonne du tableau 1).

Bien que la concordance avec les étalonnages soit satisfaisante, ce mécanisme de flexion des fils à l'intérieur du toron paraît déconcertant.

Afin de vérifier expérimentalement cette hypothèse, des torons ont été instrumentés par jauge de déformation (fig. 5).

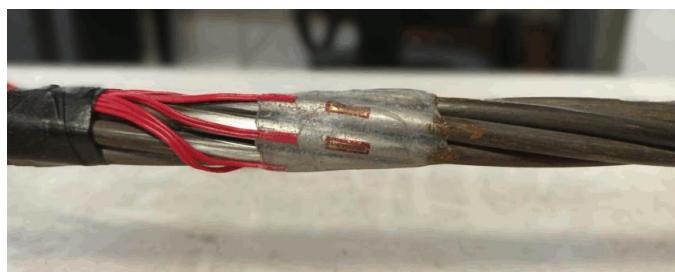
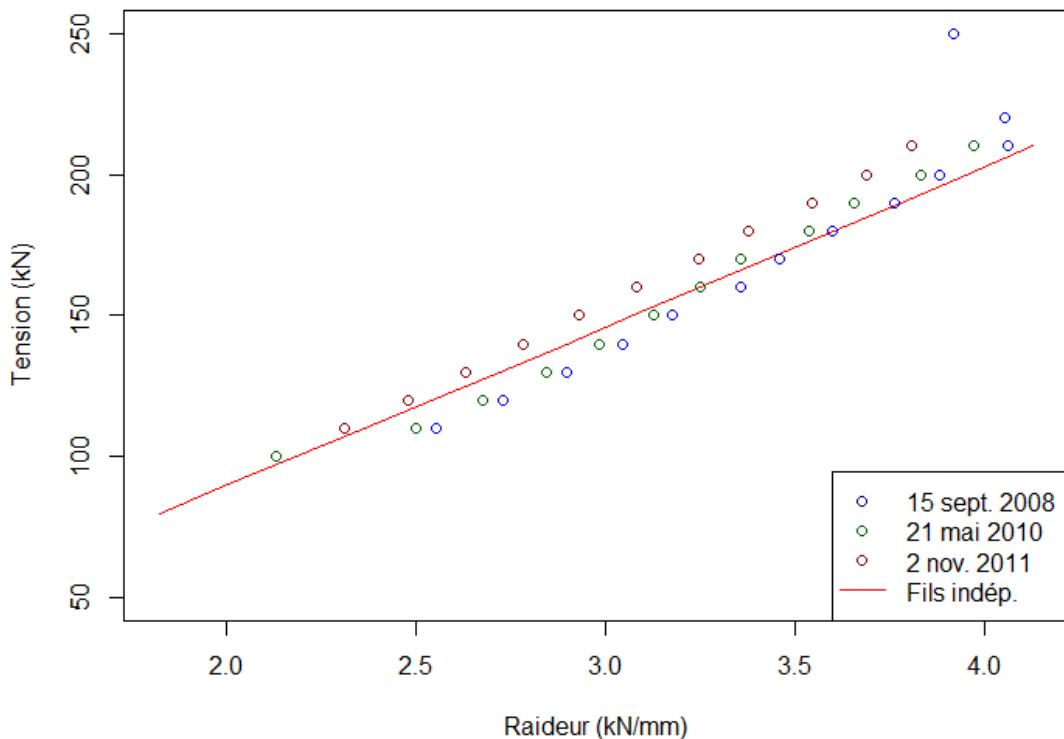


Figure 5 - Jauges collées sur les fils d'un toron T15,7.

### Arbalete sur toron T15.7



**Figure 6 - Résultats d'étalonnage de l'arbalète sur toron T15.7 et hypothèse de fils indépendants (Lab. des Ponts et chaussées de Lille).**

Les six fils périphériques du toron sont instrumentés. Dans un premier temps, le toron est porté à une tension donnée (80 kN, puis 100 kN, 150 kN et 200 kN) et maintenu plusieurs minutes à ce palier, grâce à une machine d'essai. Cette plage de force est, comme on l'a vu, celle rencontrée dans les torons de précontrainte en service. L'intervalle entre mors, qui détermine la longueur  $2l$  des formules données plus haut, est de 1100 mm, et l'arbalète utilisée est caractérisée par une distance entre appuis  $2l_e$  de 250 mm.



**Figure 41 - Position de la section instrumentée par rapport à l'arbalète dans l'expérience**

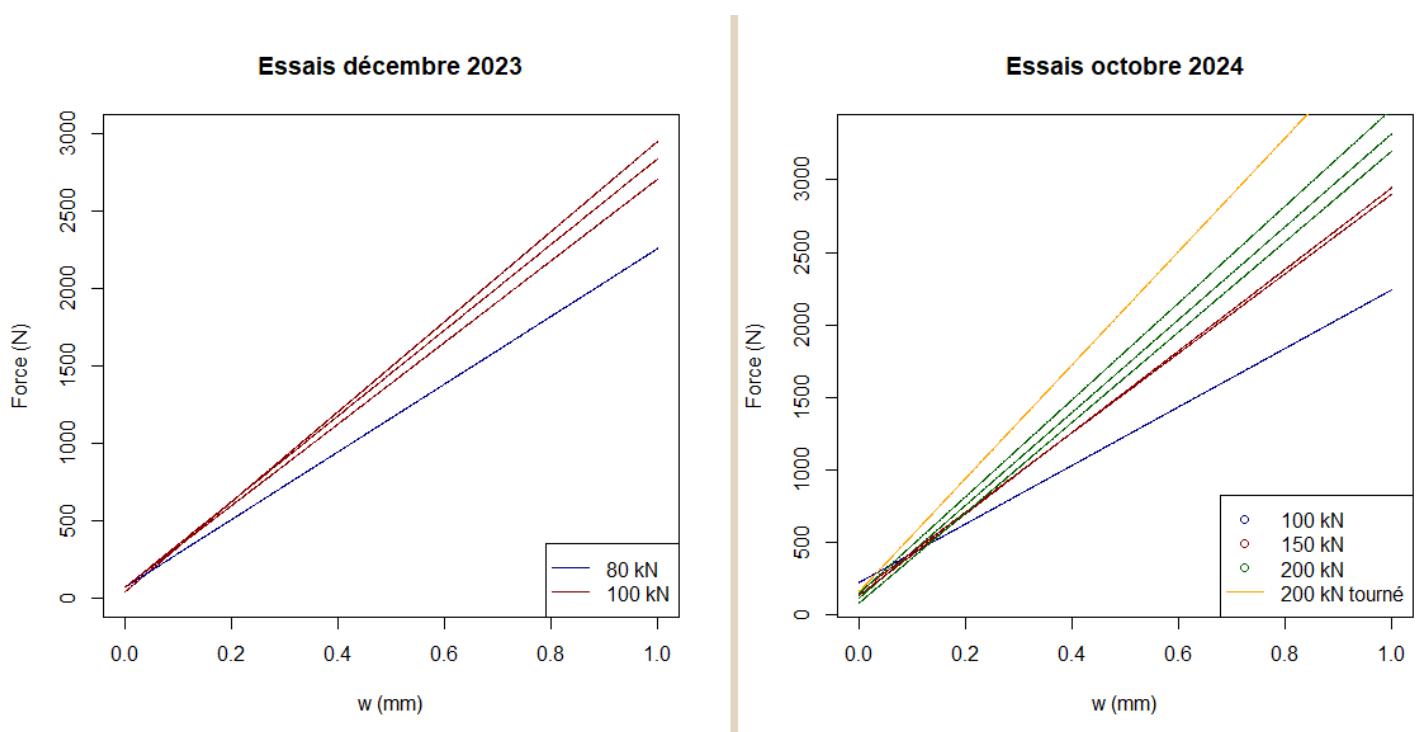


Figure 42: Faisceaux des essais réalisés sur toron instrumenté en 2023, puis 2024.

Les essais réalisés sur torons T15,7 instrumentés (fig. 7) sont résumés sur les faisceaux de la fig. 8. L'expérience menée en 2023 n'a pas été poursuivie au-delà d'une tension imposée de 100 kN, afin de ne pas endommager les jauge. Les tensions atteintes étant cependant dans la plage inférieure des valeurs rencontrées dans les structures, les mesures ont été reprises en octobre 2024 jusqu'à 200 kN ; l'une des jauge a cédé dès la précharge dans cette deuxième série, mais les autres ont résisté et le toron a pu être tendu jusqu'à 210 kN sans autre difficulté de mesure.

Pour le dernier essai de 2024, l'arbalète a été déplacée pour changer des fils par rapport au clinquant (fig. 9). Les mesures montrent que selon la position des fils modifient très nettement la raideur.

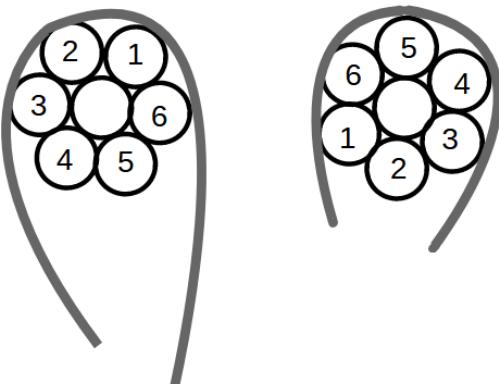


Figure 43: coupe montrant la position du clinquant de l'arbalète par rapport aux fils du toron (premiers essais à gauche ; dernier essai à droite).

Toutes ces expériences ont démontré que sous l'action de l'arbalète, les fils fléchissaient effectivement autour de l'axe du toron. On le voit à la répartition des tensions des différents fils, dont l'allongement, au cours de la flexion, est proportionnel à leur excentrement. Le faisceau des courbes d'allongement en fonction de la flèche imprimée par l'arbalète dessine donc, à chaque instant, un diagramme de Navier des allongements dans le diamètre du toron, considéré comme un fil flexible élastique homogène (fig. 10).

En conséquence, l'interprétation essayée précédemment pour analyser la répartition des points de

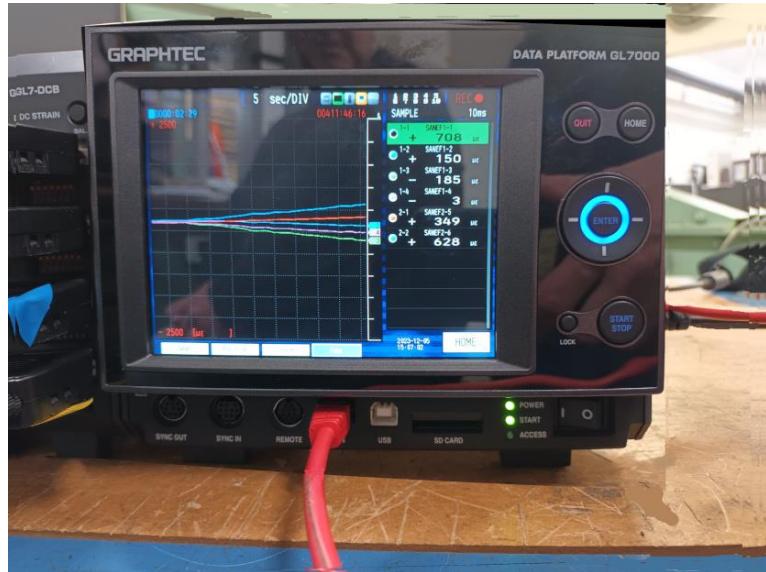


Figure 44 - Allongement des fils du toron au cours d'une flexion à l'arbalète.

fonctionnement du toron avec l'arbalète (fig. 5), reposant sur la flexion des fils autour de leur axe propre, indépendamment de l'effet de toronnage, est fausse. L'inertie de flexion qui explique ces essais est donc bien celle obtenue par la formule de Huygens, à savoir  $EI = 385 \text{ N.m}^2$  pour un toron T15.7.

Il faut donc considérer que la flexion d'ensemble du toron répond à un chargement modifié par rapport à celui qui est indiqué fig. 3. En l'interprétant par la relation (2) (§ I.2), la répartition des points de fonctionnement du toron répond à un « écartement équivalent » des points d'appui de l'arbalète  $2l_e$  de 340 mm, au lieu de 250 mm, et la pente de la courbe caractéristique théorique ainsi obtenue (fig. 11) est même plus conforme à l'expérience que dans l'hypothèse de flexion individuelle des fils, envisagée précédemment.

La courbe caractéristique de la fig. 11 a été déterminée en adoptant, dans l'équation (2), une raideur  $E \cdot I = 200000 \times 10^6 \times 1,92 \times 10^{-9} = 385 \text{ N.m}^2$  correspondant à une flexion de tous les fils du toron autour de l'axe du fil d'âme (tableau 1, colonne de droite), et en déterminant la valeur de  $d$  qui approche au mieux le nuage des points expérimentaux. De la valeur de  $d$ , on déduit celle de  $2l_e = d \times 2l = 1100 \times d$  en mm.

L'expérience réalisée le 28 octobre 2024 a également permis de comprendre une autre difficulté de l'usage de l'arbalète avec les torons et les câbles multi-torons. Les dysfonctionnements de la jauge n°4 semblant résulter d'un allongement excessif, de par le voisinage du berceau ou fourchette de l'arbalète, l'expérience a été reprise en faisant pivoter l'arbalète de 20° autour de l'axe du toron de sorte que la position des fils était modifiée par rapport à la méridienne de contact de la fourchette (fig. 9) : la répartition des allongements montrait en effet que le contact fourchette-toron correspondait au contact simultané de deux fils sur la fourchette. Lors d'un essai de flexion à 200 kN, l'observation a montré que la jauge 4 était définitivement inerte ; mais surtout que, lorsque le contact de la fourchette se fait sur la génératrice d'un seul fil, la raideur en flexion est accrue (la pente de la courbe caractéristique passe de 3,3 kN/mm à 3,9 kN/mm). Cette observation, d'ailleurs prévisible (l'excentrement de deux fils, donc leur inertie de flexion, s'en trouve

augmenté), explique les écarts entre les points caractéristiques des étalonnages de 2008 et de 2011 à 200 kN, et montre l'importance qu'il y a, pour cette technique de mesure, à affiner la préhension d'un toron avec un tensiomètre, quel qu'il soit, étant donné le rôle du mécanisme de contact dans la réponse de l'instrument.

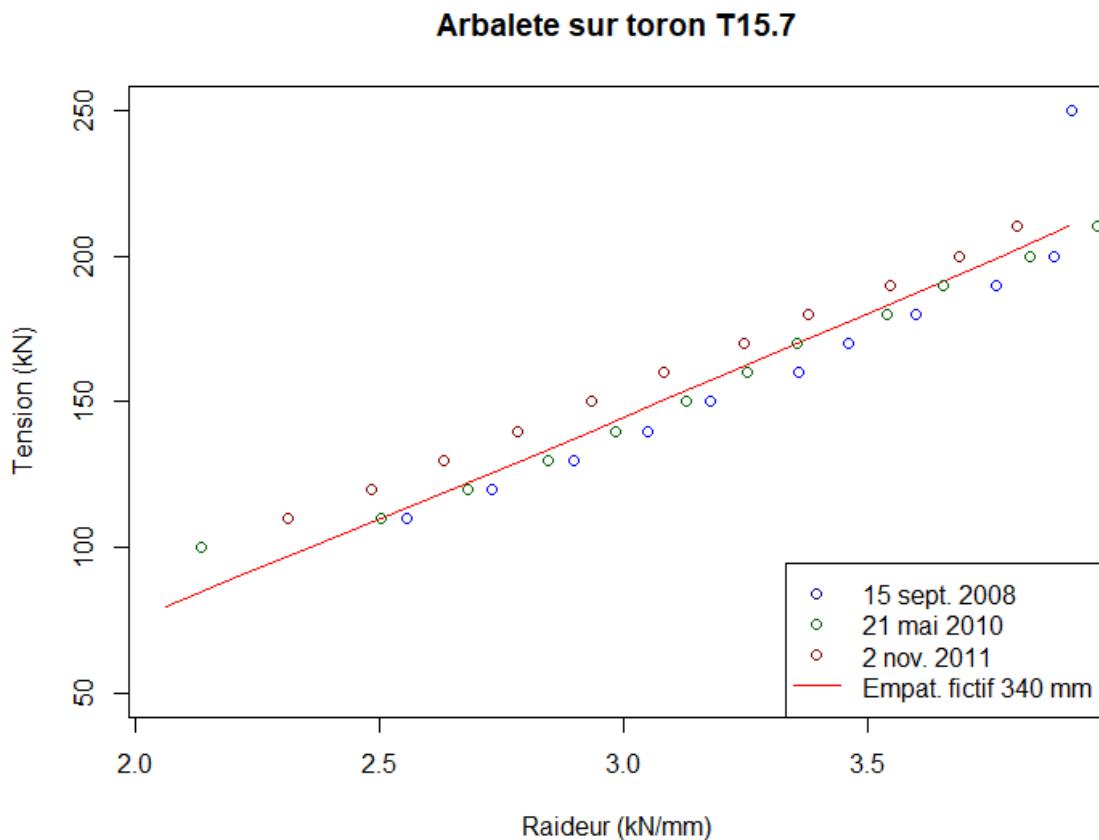


Figure 45 - Points d'étalonnage et théorie d'un empattement équivalent.

### III. CONCLUSIONS

On s'est proposé d'examiner si la relation établie en 2010 ([5]) pour interpréter les mesures au tensiomètre Arbalète sur les fils d'acier, était bien applicable aux torons. Une série d'expérience sur des torons T15.7 instrumentés par jauge électriques a confirmé que la flexion imprimée par l'instrument était une flexion d'ensemble, c'est-à-dire que tous les fils du toron fléchissent autour de l'axe du fil d'âme. Il en résulte une indication sur la déformation longitudinale du toron dans la flexion à l'arbalète qui, par sa raideur, correspond à un écartement apparent des points d'appui. Les mesures permettent ainsi d'étendre le domaine de validité de l'interprétation de l'essai. Elles établissent l'efficacité de la méthode de l'arbalète pour les torons, et justifient l'usage de l'instrument avec les unités de fort diamètre (torons et petits câbles), mais reflètent également les difficultés posées par le contact de l'armature et de l'arbalète.

### IV. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] L. J. Larson, *The Airplane Tensiometer* (1919). 4th Annual Report (report Nr. 32) of the US National Advisory Comm. Aeronautics, Washington DC, Gov. Pr. Off., 8 p.+2 fig.

- [2] B. Tonnoir et B. Godart, *Mesure de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'Arbalète* (Guide technique, nov. 2009), Lab. Central des ponts et chaussées, Paris
- [3] B. Godart et B. Tonnoir, *Les essais de chargement et l'instrumentation des ouvrages* (2004), , Colloque IREX - Auscultation, diagnostic et évaluation des ouvrages, 25- 26 novembre 2003 – Ann. ITBTP n°4, sept. 2004, 64 pages.
- [4] B. Tonnoir, *Les Mesures à l'Arbalète : Méthodologie de l'essai – Résultats*, Actes du colloque *Le Pont* (Toulouse, 19-20 octobre 2010)
- [5] J.-J. Brioist *L'arbalète, un dynamomètre par flexion* (2012). Actes du coll. Câbles 2012, Nantes, AFGC et IFSTTAR
- [6] L. Mitaine et J.-J. Rincent, *Technique non destructive innovante pour la détermination de la tension dans des tirants d'ancrage* (2015), 3<sup>rd</sup> Coast. and Marit. Mediterranean Conf., Ferrare (<http://www.paralia.fr>)
- [7] Fr. Cevaer, J. Quirant, N. Angellier et J.-Fr. Dubé. *Mesure de la tension de câbles à rigidité de flexion non nulle à l'aide d'un tensiomètre* (juin 2010). XXVIII<sup>èmes</sup> Renc. Univ. de G. C. «Ouvrages en service et développement durable», La Bourboule, France. p. 225.
- [8] Fr. Cevaer, J. Quirant, J.-Fr. Dubé. *Mechanical Behaviour in Axial Compression of a Tensegrity Ring: Parametric Study and Rheological Model*, Int. J. Sp. Struct., Vol. 27, Nr. 2-3 <https://doi.org/10.1260/0266-3511.27.2-3.107>
- [9] Fr. Morelli, I. Panzera, A. Piscini, W. Salvatore, F. Chichi b, G.P. Marconi, D. Maestrini, M. Gammino, M. Mori, *X-ray measure of tensile force in post-tensioned steel cables* (2021). J. Constr. Build. Mat., n°305, 12 p. , doi 10.1016/j.conbuildmat.2021.124743
- [10] A. Cardou et C. Jolicœur, *Mechanical models of helical strands* (1997), App. Mech. Rev., Vol. 50, No 1, pp. 1-14.
- [11] M. Raoof et T. J Davies, *Determination of the bending stiffness for a spiral strand* (2004), J. Strain Analysis Eng. Des., Vol. 39, Nr. 1, doi 10.1177/030932470403900101
- [12] A. Cardou, *Taut helical strand bending stiffness*, [www.utfscience.de](http://www.utfscience.de), I/2006
- [13] K. Papaillou, *Bending of helically twisted cables under variable bending stiffness...*, Thèse de doctorat, École Polytechnique de Zurich, 1995
- [14] M. Lehanneur, *La flexion des câbles métalliques*, Ann. Ponts & Ch., année 1949, comm. N°8, pp. 321-386

# LE SUIVI DES OUVRAGES EXCEPTIONNELS

LECONTE Renaud <sup>1</sup>, RAULET Christophe <sup>2</sup>

<sup>1</sup> setec diadès, 97-101 Bd Marius Vivier Merle, 69003 Lyon. Renaud.leconte@setec.com

<sup>2</sup> setec diadès, 655 rue René Descartes, 13290 Aix-en-Provence. Christophe.raulet@setec.com

## Résumé

Les ouvrages exceptionnels nécessitent des techniques de construction spécifiques et une conception constamment renouvelée, soit en raison de l'évolution des matériaux, des techniques et des connaissances, soit en raison d'une géométrie et/ou d'une typologie variable qui nécessite des adaptations de la conception.

Ces structures exceptionnelles échappent généralement aux réglementations existantes et aux cadres classiques de suivi et de maintenance, quel que soit le pays. En ce sens, elles nécessitent, dès leur mise en service, une expertise et une approche particulières pour leur surveillance continue, faisant notamment appel à la production de matrices d'analyse de risques, d'analyse de sensibilité (vent, séisme, fatigue des assemblages, etc.), de manuels de maintenance exhaustifs et adaptés à chaque structure, de campagnes régulières d'essais non destructifs, ciblés, tout en ayant recours à des moyens d'accès particuliers associés à différents types d'inspection réalisés par des inspecteurs qualifiés et expérimentés.

Afin de s'assurer du bon comportement de ces structures dans le temps, elles font généralement l'objet d'une instrumentation, ce qui nécessite une exploitation individualisée des données acquises par le Structural Health Monitoring System (SHMS), dont le programme peut être adapté a posteriori après une période d'apprentissage du fonctionnement réel de la structure.

Pour compléter ce suivi, il est nécessaire de mettre en place un suivi spécifique de la durabilité des matériaux, et plus particulièrement du béton armé, de réaliser des jumeaux numériques actualisés et associés à des logiciels de gestion adaptés.

Toute cette approche spécifique est nécessaire pour avoir une vision claire et exhaustive de l'état de ces ouvrages et du suivi de leur bon vieillissement dans le temps, qui diffère parfois sensiblement de ce qui est prévu lors de la conception ; l'objectif étant notamment d'assurer la sécurité de l'exploitation et des usagers, et d'engager les travaux de maintenance au bon moment et au moindre coût, pour une durabilité qui doit dépasser 120 ans pour ces ouvrages exceptionnels et uniques.

Au travers d'exemples emblématiques, nous nous proposons de présenter ces approches spécifiques mises en œuvre sur de grandes structures, qu'elles soient pathologiques ou non, et les stratégies de gestion proposées.

## I. INTRODUCTION

Au-delà de la complexité de leur conception, quel que soit le site à franchir et la qualité de leur réalisation, les ouvrages d'art exceptionnels, de par leur niveau d'investissement, leur ampleur et leur complexité technique, nécessitent un suivi particulier et spécifique afin d'assurer leur vieillissement optimal dans le temps.

Comme pour tout type d'ouvrage, une Inspection Initiale Détailée (IDI) – véritable état de base de l'ouvrage – est indispensable pour constituer un référentiel fiable de l'ouvrage, auquel on pourra toujours se référer dans le temps. Cette IDI doit également être complétée par la création d'un manuel de maintenance spécifique adapté à l'ouvrage, qui identifie ses méthodes de construction, les spécifications, la gestion et les méthodes de remplacement des différentes pièces d'usure, les acteurs de la surveillance et de la maintenance, la périodicité de suivi et, d'une manière générale, l'ensemble de la stratégie de maintenance de l'ouvrage.

Qu'il soit mis en place et utilisé au moment de la construction ou dans le seul but d'effectuer des relevés, ces structures exceptionnelles nécessitent la mise en place d'un système de surveillance ad hoc, permettant de suivre leur bon comportement dans le temps, tout en constituant une image réelle de leur comportement permettant de calibrer des modèles de calculs dans le cas d'études et d'analyses ultérieures notamment.

Tout au long de sa vie, la structure doit être soumise à un cycle de surveillance avec différents niveaux de contrôle selon une périodicité prédéfinie, mais qui peut être modifiée en cas d'évolution de son état. Des moyens spécifiques doivent être mis en œuvre en fonction des parties de la structure à surveiller, et des méthodes d'investigations spécifiques doivent être utilisées pour mieux caractériser le comportement d'un élément par rapport à la théorie envisagée.

Selon l'importance de la structure, il peut être nécessaire de construire un jumeau numérique qui facilitera, au fil des ans, sa surveillance et sa maintenance, ainsi que son fonctionnement en toute sécurité.

Ces différentes phases, résumées dans la figure 1, sont décrites plus en détail dans les chapitres suivants.

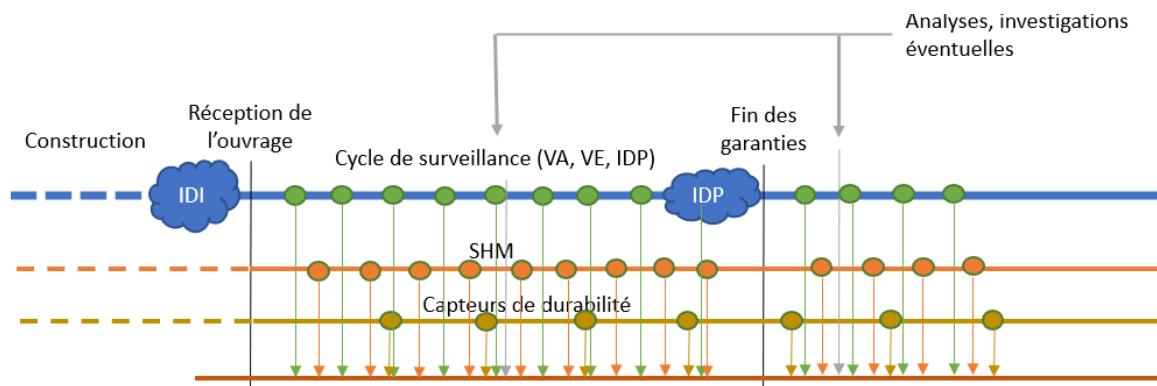


Figure 1 : Schéma synthétisant la surveillance organisée d'un ouvrage exceptionnel – © setec diadès

## II. INSPECTION DETAILLEE INITIALE

L'inspection détaillée initiale a pour but de définir l'état de référence d'une structure auquel toutes les visites et inspections ultérieures doivent se référer, et permettre de statuer sur l'apparition et/ou l'évolution de défauts.

Cette inspection doit être menée à la fin de la construction, et de préférence avant la mise en service, pour permettre de différencier l'origine des défauts éventuels, entre ceux liés à la fin de la construction, et ceux liés aux premières utilisations de la structure. Cette première inspection doit être initiée et menée généralement par le service en charge de la construction, avec la participation du futur service de gestion / exploitation.

Cette inspection doit donner une description exhaustive et très détaillée de la structure, à partir de ce qui est vu et de ce qui peut être supposé ; ce qui implique que cette IDI doit être réalisée par des inspecteurs qui connaissent très bien les techniques et les matériaux utilisés lors de la construction, mais aussi les défauts qui peuvent être rencontrés pour chaque type de structure spécifique en comprenant leur mode de fonctionnement.

Une IDI doit être extrêmement minutieuse et doit être menée avec le souci de révéler tous les défauts susceptibles de résulter d'erreurs de conception ou d'exécution. L'attention doit être attirée sur les parties de la structure qui ont donné lieu à un incident de chantier. Pour cette raison, une cartographie précise de toutes les parties de la structure est nécessaire. Chaque fissure, chaque défaut doit être enregistré, noté et positionné précisément sur des cartographies, réalisées par des inspecteurs qualifiés et expérimentés.

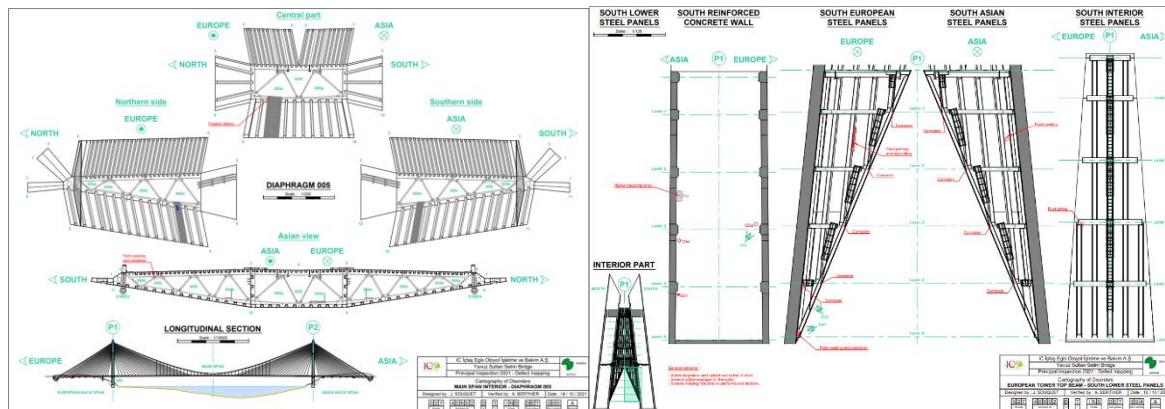


Figure 2 : Exemples de cartographie détaillée de structures métalliques – ©setec diadès

Effectuée au bon moment, et avant la réception de la structure, cette inspection détaillée initiale peut aider et faciliter la mise en œuvre de toutes les réparations et corrections des défauts que l'entrepreneur est tenu de réaliser avant la mise en service.

L'évaluation de tous les défauts et de leurs impacts peut se faire selon un référentiel qui peut être adapté à la réglementation en vigueur dans le pays, en intégrant les avancées des meilleures réglementations internationales, ou en constituant une synthèse en mélangeant les règles : par exemple, avec l'ITSEO (réglementation française – [1]) et l'AASHTO (réglementation américaine – [2]) – Figures 3 et 4.

Condition	Notation	Description	Notation	Recommendations
Bon état	1	Neuf et en bon état avec des détériorations mineures, premiers signes de vieillissement	1	Pas de travaux à prévoir.
Satisfaisant	2	Désordres et détériorations modérées affectant les parties structurelles de l'ouvrage	2	Généralement, une surveillance normale et régulière est prescrite mais dans certains cas, des travaux d'entretien courants peuvent être nécessaires.
Etat moyen	3	Défauts de vieillissement et détériorations modérées affectant la structure de l'ouvrage avec un risque d'évolution à court ou moyen terme	3	une surveillance normale avec parfois des travaux d'entretien spécialisés sont généralement conseillés afin d'éviter une éventuelle évolution des désordres.
Mauvais état	4	Désordre grave ou important affectant la structure de l'ouvrage, état avancé de détérioration	4	La gravité de ce type de désordre signifie que des travaux de réparation sont nécessaires à court ou moyen terme (détérioration importante de la structure).
Très mauvais état	5	Conditions sévères avec d'importantes détériorations affectant la structure de l'ouvrage avec des travaux de réparation nécessaires à court terme	5	Dans ce cas de conditions sévères affectant la structure de l'ouvrage, des mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde doivent être trouvées de toute urgence en attendant les études de renforcement structurel.
Sécurité	Mention « S »	Désordres mettant en danger les usagers et/ou le personnel d'exploitation	Mention « S »	Cette mention peut être appliquée à plusieurs notes et implique que des actions correctives doivent être mises en œuvre le plus rapidement possible pour sécuriser l'élément affecté pour les usagers ou le personnel d'intervention.
Non Evalué	NE	Non évalué et non pris en compte dans la notation		

Figure 3 : Exemple d'échelle de notation – description des conditions et recommandations

STRUCTURE			Détails de la cotation						
Parties d'ouvrage		Note globale	Mention « S »	1	2	3	4	5	Mention S
Tabliers	Tablier métallique (travée principale)	4	-	3	17	5	1	/	/
	Tablier béton (travées d'accès)	3	-	4	1	21	/	/	/
Appuis	Pylônes et leurs entretoises	4	-	24	69	26	1	/	/
	Piles	3	-	/	7	2	/	/	/
Câbles	Culées et chambres d'ancrage	3	-	1	11	4	/	/	/
	Haubans et leurs amortisseurs	3	-	6	14	6	/	/	/
Suspentes	Suspentes	3	-	3	5	6	/	/	/
	Câbles porteurs	3	-	3	14	11	/	/	/
Autres	Murs de soutènement	4	S	/	8	1	2	/	4
	Abords et accès	3	S	1	/	2	/	/	2

Figure 4 : Synthèse la notation de l'état d'une structure

Les conclusions de l'inspection initiale détaillée doivent spécifier pour chaque défaut observé toutes les actions spécifiques de surveillance, d'investigation, de maintenance et/ou de réparation à mener ainsi que les détails du suivi particulier à mettre en œuvre.

Dans la perspective de la réalisation d'un jumeau numérique et/ou pour alimenter la bonne connaissance de la structure, il peut être pertinent d'associer à cette IDI la réalisation de modèles 3D des parties les plus complexes de la structure à suivre. Véritables reconstructions 3D détaillées de piles/pylônes de grande hauteur par exemple, ces modèles 3D constituent alors un état de référence fiable permettant de suivre l'évolution dans le temps de l'état de ces structures, en les associant à des technologies de détection de défauts ou de reconnaissance de forme par exemple (Figure 5).

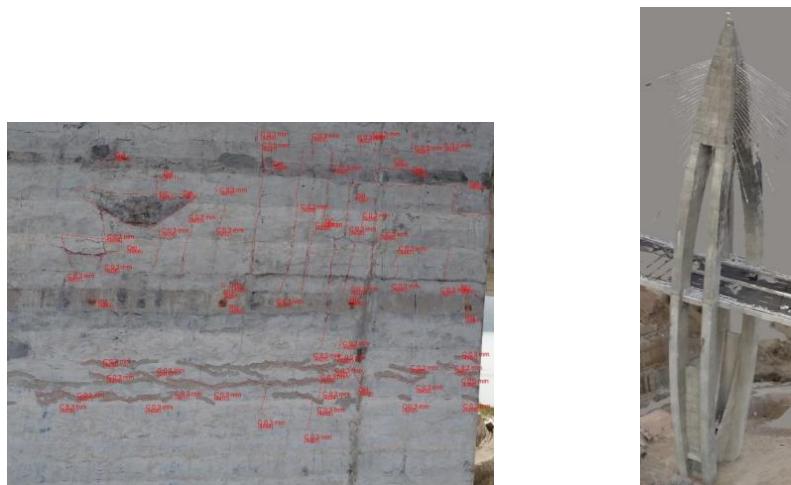


Figure 5 : Extrait d'une cartographie de fissures projetées sur un modèle 3D – pont Mohammed VI - ©setec diadès

### III. MANUEL DE MAINTENANCE

Pour disposer d'un véritable outil de maintenance pour ces structures exceptionnelles, il est nécessaire de rédiger, avant leur mise en service, un manuel de maintenance spécifique et dédié, à partir d'une analyse exhaustive des documents de fin de travaux. Ce document est utilisé pour décrire l'organisation de la gestion et du suivi de tous les éléments de la structure.

Ce manuel rappelle le contexte dans lequel la structure est construite, les objectifs d'exploitation et de service, et définit les termes spécifiques aux technologies mises en œuvre en donnant une description

détaillée. Il décrit également l'organisation mise en place pour sa gestion et son suivi au niveau des services impliqués dans le projet, ainsi que les responsabilités associées, entre l'exploitant de la structure, le gestionnaire et le propriétaire.

Le manuel de maintenance explique également les moyens d'accès en place et/ou à programmer pour effectuer une bonne surveillance des différentes parties de la structure. Crinoline, passerelles d'inspection sous le tablier, ascenseur, sont autant de moyens fixes que l'on peut trouver. Passerelle / nacelle positive ou négative, équipes de cordistes, drones sont autant de moyens à mettre en place pour l'accès à certaines zones.

Ce document décrit également les différentes actions de surveillance (contrôle quotidien, contrôle annuel, visite périodique, inspection détaillée), leurs objectifs attendus et les moyens d'accès à déployer pour réaliser chaque action de surveillance avec la meilleure qualité possible. Il est complété par un calendrier pluriannuel visant à programmer le cycle de surveillance.

En ce qui concerne le SHM, le manuel de maintenance décrit les systèmes en place, leurs caractéristiques techniques, les positions exactes de chaque capteur, la méthodologie de récupération des données et éventuellement les différents seuils associés. Ces seuils sont à définir après quelques années de surveillance pour bien comprendre le comportement normal de la structure dans son environnement réel (respiration du pont, effets réels du vent et du trafic).

Enfin, le manuel de maintenance centralise dans ses annexes, les plans importants, les manuels de maintenance spécifiques de certains éléments (ascenseurs, éclairage, protection contre la foudre et mise à la terre, amortisseurs dynamiques) dont le suivi est important pour un bon vieillissement de la structure, ainsi que les éléments contractuels de garantie spécifique de certains équipements.

## IV. SURVEILLANCE

Les structures exceptionnelles sont très souvent instrumentées afin de suivre le bon comportement des parties de la structure et/ou de mieux appréhender leur comportement réel, pendant les différentes phases de construction, certaines phases provisoires pouvant être dimensionnantes. Cette instrumentation peut également concerner des capteurs embarqués lors de la construction pour suivre la conformité du vieillissement des matériaux, par exemple.

Dans tous les cas, l'instrumentation utilisée pendant la construction ne peut pas suffire pour surveiller le bon fonctionnement d'une structure en service, sans une mise à jour, car les objectifs de surveillance ne sont plus les mêmes une fois que la structure est en service. Néanmoins, il est nécessaire d'apprendre à comprendre le fonctionnement réel de la structure finie, qui peut parfois différer légèrement de celle qui a été conçue et calculée. Pour cela, une année d'exploitation en service est généralement un minimum pour pouvoir établir des seuils d'alerte corrects et pertinents.

Par essence, l'instrumentation fournit des données. Mais elle ne se limite pas à une dimension matérielle et doit être conçue avec une vision de "système" afin de répondre à un besoin bien défini. En amont du dimensionnement de l'instrumentation, une attention particulière doit donc être accordée à la définition de ce besoin, qui dépend de la complexité des phénomènes à évaluer.

La mise en œuvre d'un système d'instrumentation nécessite de multiples compétences (équipements, transfert de données, traitement des données, présentation de valeurs interprétables, analyses techniques) qui doivent être maîtrisées par les bureaux d'études, chargés d'établir les programmes, et par les laboratoires, chargés d'installer, d'exploiter et de maintenir les systèmes.

Pour aider les gestionnaires dans le suivi de leurs ouvrages à l'aide d'un système de surveillance, un guide dédié au contrôle des risques par instrumentation [3] a été produit par l'IMGC (association française sur l'ingénierie de maintenance du génie civil) et est librement téléchargeable sur Internet :

<https://imgc.fr/wp-content/uploads/2022/08/MaitriseDesRisquesParLInstrumentation.pdf>

## V. CYCLE D'INSPECTION ET MOYENS MIS EN ŒUVRE

Le cycle de surveillance de ces structures exceptionnelles nécessite des inspections annuelles, périodiques et détaillées par un personnel qualifié.

Chaque type d'inspection et de relevé détaillé correspond à un niveau de détail adapté, les inspections détaillées périodiques étant les plus exhaustives et nécessitant la mise en œuvre de moyens d'accès spéciaux pour permettre aux inspecteurs qualifiés d'être la main au parement (Figures 6, 7 et 8). Lors du recours à des équipes de cordistes pour les zones d'accès difficile, la question de leur compétence professionnelle doit être posée.

Si nécessaire, il est essentiel de planifier des formations ad hoc, adaptées aux défauts à investiguer, et de mettre en place des systèmes d'accompagnement puis de contrôle pendant tout le processus d'inspection.

Par exemple, lors des inspections de la suspension du 3ème pont sur le Bosphore, un inspecteur qualifié supervise la supervision technique des équipes de cordistes et participe directement aux interventions sur place afin de garantir la qualité de l'inspection (Figure 7).



Figure 6 : Passerelle négative sous le viaduc de Millau - ©setec diadès



Figure 7 : Inspecteur et cordiste sur le câble principal du 3ème pont sur le Bosphore - ©setec diadès



**Figure 8 : Nacelle négative entre les haubans du pont Mohammed VI – ©setec diadès**

En fonction de la taille des éléments à inspecter et des difficultés d'accès associées, il est parfois difficile, voire impossible, d'avoir une inspection détaillée exhaustive des parements, en particulier pour les piles et pylônes de grande hauteur. Au cours des dix dernières années, les progrès technologiques ont permis une amélioration considérable des techniques d'inspection à distance à l'aide de drones (ou de ROV – Remotely Operated Vehicle – pour les parties immergées), notamment avec l'augmentation de la qualité des capteurs (caméras, infrarouge, Lidar, etc.) et leur « miniaturisation », ainsi que l'évolution des porteurs (drones, ROV). En fonction des objectifs de l'inspection, de la précision des ouvertures de fissures à mesurer, de la morphologie de la structure, du trafic, des règles de sécurité à respecter, chaque mission nécessite un porteur et un ou plusieurs capteurs spécifiques.

Il est donc important de choisir non seulement le porteur le plus adapté, mais aussi l'équipement, et donc son poids, en fonction de l'autonomie par exemple. Ces systèmes restent des outils qui doivent être et rester au service des inspecteurs. En effet, ils ne servent qu'à capturer l'image réelle de l'élément de la structure pour une analyse et un contrôle (inspection) de l'état, afin de conclure que cette partie de la structure a bien vieilli. En cas de doute, il est recommandé dans les protocoles d'envoyer des inspecteurs au contact des zones sensibles pour réaliser une « levée de doute ». Dans ce cas, les contraintes d'exploitation et de coût, ainsi que les risques pour la sécurité, sont fortement réduits.

En outre, il convient de noter que la vision d'un cordiste sur une pile de grande hauteur reste limitée en raison de l'absence de recul lui permettant d'avoir une vue d'ensemble de l'élément (sans parler de la compétence métier pas forcément acquise), mais aussi par l'impossibilité de noter précisément tous les défauts sans avoir recours à un nombre disproportionné de descentes en rappel.

Un guide spécifique [4] a été récemment réalisé en France par des spécialistes décrivant toutes les étapes spécifiques à mettre en œuvre pour ces contrôles à distance spécifiques :

<https://imgc.fr/wp-content/uploads/2022/05/recommandations-pour-les-inspections-télévisuelles.pdf>

Il est également téléchargeable sur le site de l'IMGC.

## VI. JUMEAU NUMERIQUE ET MODELISATION 3D

Les ponts sont des ouvrages de génie civil essentiels pour un territoire et dont la durée de vie prévue est longue par rapport à d'autres constructions. Exposés aux éléments, ils nécessitent un entretien régulier et des investissements pour assurer leur fonction en toute sécurité, surtout lorsqu'ils vieillissent.

Cela suppose de bien les connaître, c'est-à-dire de disposer des documents relatifs à leur conception, leur réalisation ainsi qu'aux différentes inspections ou interventions réalisées par la suite.

Cependant, les documents relatifs à une structure sont souvent uniquement disponibles en format papier, parfois éparpillés dans divers endroits. Par ailleurs, les personnes responsables des ouvrages qui font l'ensemble de leur carrière dans un seul service sont de plus en plus rares, ce qui complexifie la transmission des connaissances acquises sur les ouvrages au fil du temps. De plus, en raison de leurs dimensions imposantes et de la multiplicité des objets et des technologies utilisés, la gestion générale de ces structures exceptionnelles est un défi car elle nécessite de concaténer des données provenant de diverses sources pour chaque élément rencontré.

Le développement du BIM et des plateformes collaboratives permettent désormais de construire des jumeaux numériques de ces structures, qui constituent de véritables répliques virtuelles (Figure 9).

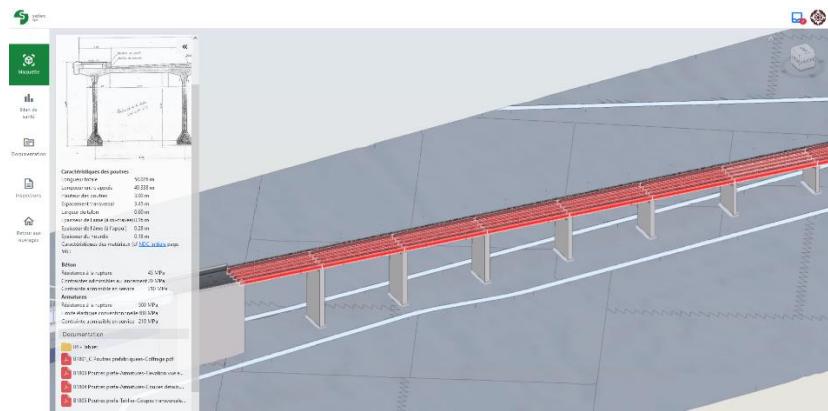


Figure 9 : Jumeau numérique d'un viaduc d'accès de type VIPP – ©Setec TPI

Basés sur des modèles 3D sophistiqués des structures, ils agrègent des informations provenant de la conception, de la maintenance planifiée ou réalisée, des opérations de surveillance, ainsi que des informations provenant de capteurs répartis sur la structure, pour n'en nommer que quelques-uns. Ces informations centralisées pourront à terme être intégrées dans des modèles de prédiction directement mis en œuvre dans les jumeaux numériques, grâce à des techniques d'IA telles que l'apprentissage automatique ou l'apprentissage profond.

Pour être efficace et pertinent, un jumeau numérique doit non seulement intégrer toutes les bases documentaires de conception et d'exécution, mais aussi toutes les modifications des travaux au cours de la vie de la structure, ainsi que toutes les actions de surveillance, de maintenance et de gestion de l'exploitation et du trafic.

La plus grande difficulté réside dans la nécessité d'avoir également un modèle mécanique complet de l'ensemble de la structure, permettant d'évaluer les changements de comportement structural au fil du temps, en fonction du vieillissement des matériaux.

Véritable carnet de santé d'une structure, les jumeaux numériques peuvent également intégrer des outils de budgétisation pluriannuelle, permettant de planifier et de lisser les dépenses à engager au bon moment sur toute la durée de vie de la structure, tout en s'adaptant aux divers aléas qui ponctuent la vie des

personnes et des structures. Basé sur une visualisation simple et gérable, cela doit permettre au gestionnaire de disposer d'un support pour l'analyse, la réflexion, la planification et aussi la communication, qui intègre toute la base documentaire, ainsi que toutes les actions de suivi et de maintenance, en tenant compte de l'exploitation et du trafic en temps réel.

## VII. ANALYSE DE SENSIBILITE

Chaque structure majeure nécessite une attention particulière et spécifique. Pour cette raison, il est nécessaire de procéder, au plus tard lors de sa mise en service, à une analyse globale des risques de vieillissement accéléré ou prématûr dû soit en raison de détails de conception, soit en raison d'actions extérieures.

Comme toute analyse de risque, il est conseillé, pour chaque élément et sous-élément de la structure, de croiser les aléas possibles (phénomènes à l'origine du risque) avec la vulnérabilité de ces éléments pour juger de leur probabilité de défaillance, également appelée criticité. Cette dernière, combinée à la gravité des conséquences associées, permet de définir les niveaux de risque à intégrer dans la stratégie de surveillance spécifique à mettre en œuvre par le gestionnaire au cas par cas, et donc les zones à risque qui doivent être surveillées avec un protocole approprié.

L'objectif de cette démarche est de gagner en performance et en fiabilité dans l'organisation de la surveillance pour alléger et cibler les programmes de contrôles non destructifs, et également pour détecter les défauts le plus tôt possible.

Prenons l'exemple des soudures sur les grandes structures métalliques. Pendant la phase de conception et de construction, des contrôles spécifiques et exhaustifs sont toujours prévus en usine et sur site, incluant diverses techniques de CND (Contrôle Non Destructif), mais il est presque impossible de contrôler 100% des soudures. En général, un concepteur conseille au gestionnaire de vérifier par méthodes non destructives environ 20% à 30% des soudures des structures en acier pour juger, par échantillonnage, de leur bon état à mesure que la structure vieillit. Au-delà du linéaire considérable que cela représente, les prescriptions ne prévoient généralement aucune précision quant aux zones à contrôler.

Sur la base d'une analyse des risques menée spécifiquement sur cette question des soudures dans les structures en acier, il est possible de s'orienter vers les zones à risque (Figure 10) et, en même temps, d'optimiser fortement la quantité de CND à réaliser.

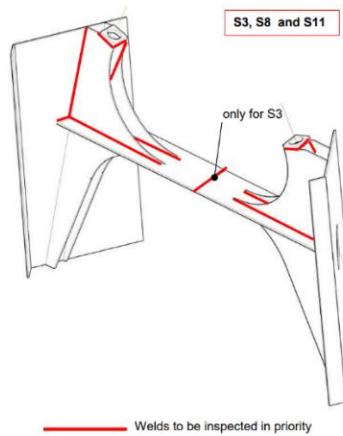


Figure 10 : Soudures à vérifier en priorité au niveau des ancrages supérieurs des haubans – ©setec

À cette fin, en se basant sur les éléments de conception (notes de calcul, dessins détaillés des connexions) et les constats lors des premières visites d'inspection détaillée, les zones de risque peuvent être identifiées

plus précisément par des calculs complémentaires après la mise en service. Un programme de CND adapté peut alors être défini à la fois en termes de quantités et de localisation sur la structure.

Cet exemple d'approche est applicable, y compris en intégrant les effets cumulatifs, pour tous les aléas que les structures peuvent subir, tels que les collisions de navires, les tremblements de terre, les inondations exceptionnelles, les cyclones, etc., mais aussi pour prendre en compte l'effet du réchauffement climatique sur les structures de grande envergure par rapport aux limites de certaines réglementations.

## VIII. SUIVI SPECIFIQUE DE LA DURABILITE DU BETON

Ces grands ouvrages, plus que tout autre, doivent également avoir des durées de vie théoriques longues (généralement au moins 120 ans) et les enjeux techniques et financiers liés à leur vieillissement prématûr peuvent être colossaux.

En ce sens, des moyens particuliers sont nécessaires dans le suivi de la durabilité des différents bétons. À titre d'exemple, pour les projets des ponts de Rion-Antirion et Vasco de Gama (Figure 11), pour lesquels une durée de vie minimum de 120 ans était requise, un programme de recherche et d'essais approfondis a été conduit dès la phase de conception sur les propriétés de durabilité pertinentes des divers types de béton à obtenir.



Figure 11 : Pont Vasco de Gamma (à gauche) et de Rion Antirion (à droite) – © setec lerm

Dans les deux cas, la stratégie adoptée consistait à assurer la non-corrosion des aciers en réduisant le taux de pénétration des chlorures, qui est le principal problème pour la durabilité des structures en béton en milieu marin. Cet objectif était basé sur une conception adaptée des bétons et sur un suivi particulier durant la mise en œuvre, ainsi que sur la définition d'un programme de surveillance spécifique intégré dans le manuel d'entretien des structures. À cette fin, un programme d'inspections ciblées, d'essais in situ et en laboratoire sur le béton (cartographie des revêtements (Figure 12), propriétés du béton, recherche du potentiel de corrosion (Figure 14), etc.) a été défini selon un calendrier spécifique. Les données acquises sont ensuite utilisées dans un modèle de pénétration des chlorures en laboratoire propre à chaque structure.

Pour les deux projets mentionnés ci-dessus, le programme de durabilité a débuté par le choix des indicateurs de durabilité pertinents afin de valider les formulations de béton par rapport à l'environnement marin et à la durée de vie requise (coefficients de diffusion des chlorures, porosité, perméabilité, etc.). Pour chaque indicateur, des critères d'acceptation ont été choisis en fonction de la littérature et de l'expérience du laboratoire en charge de ces formulations. Ainsi, des tests spécifiques liés à la durabilité du béton ont été réalisés d'abord sur des échantillons de laboratoire, puis sur des échantillons du site, et enfin sur des

carottes prélevées sur la structure à différents âges. Une validation simultanée des performances à long terme des formulations de béton des zones critiques a été entreprise avec le modèle prédictif développé par setec lerm, en prenant en compte et en vérifiant les valeurs de couverture des armatures (Figure 13).

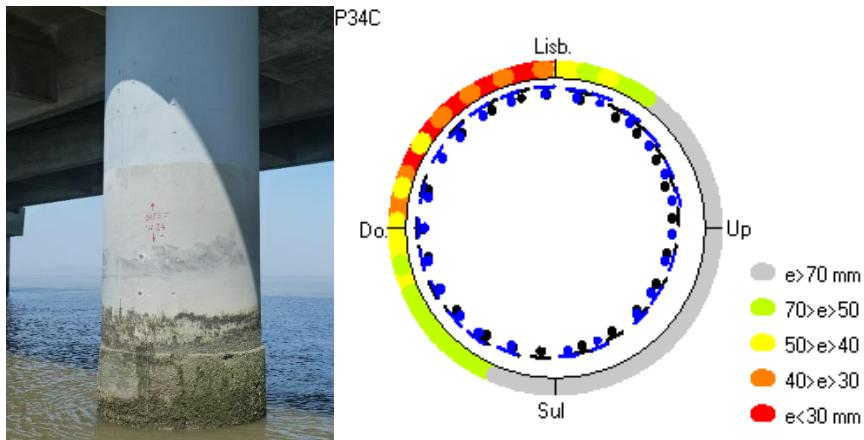


Figure 12 : Mesure de la variation d'enrobage des aciers d'une pile du pont Vasco de Gamma – ©setec lerm

La performance à long terme est continuellement vérifiée avec des données mises à jour collectées sur le terrain dans le cadre des programmes de surveillance et d'entretien.

Des modèles prédictifs bien calibrés permettent de programmer la date, la nature et le choix des produits nécessaires aux actions d'entretien spécialisé du béton, en conjonction avec une meilleure gestion des opérations et du trafic.

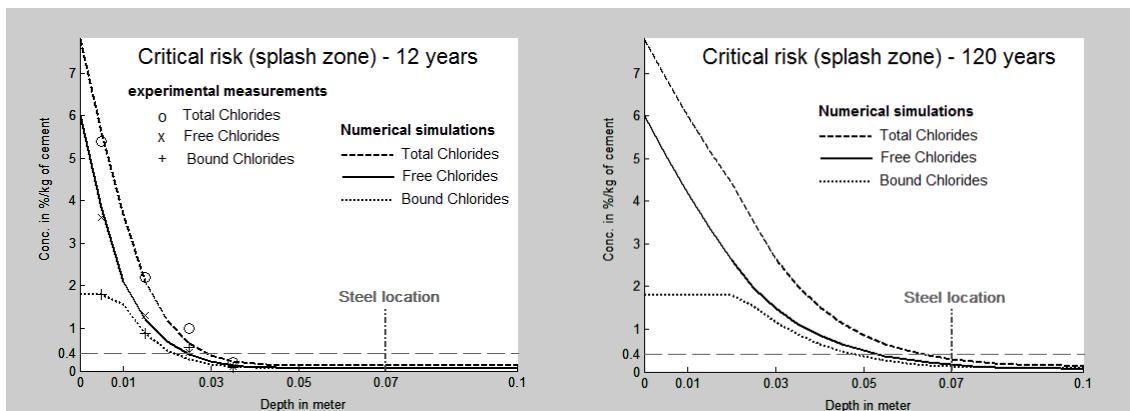


Figure 13 : Exemple de simulations numériques avec le modèle prédictif de setec lerm – ©setec lerm

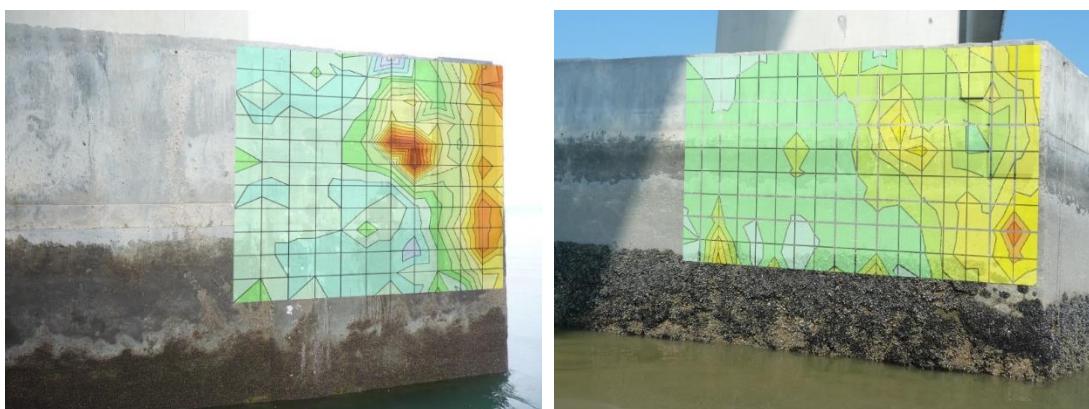


Figure 14 : Activité de corrosion avant travaux en 2009 (à gauche) et après en 2013 (à droite) – ©setec lerm

## **IX. CONCLUSIONS**

La maintenance des ouvrages exceptionnels est un enjeu majeur pour le gestionnaire d'ouvrage, car ces structures doivent durer bien au-delà de 120 ans, notamment en raison des investissements réalisés. Cet entretien doit être anticipé dès la phase de conception pour construire une structure durable. Les actions de suivi et de maintenance doivent être les plus simples et les plus fiables, et bien pensées dès la conception.

Cet article décrit les principales actions à mener pour assurer un bon suivi de ces structures emblématiques, en organisant les approches traditionnelles (inspection), l'utilisation de technologies particulières (drone, ROV, CND), les analyses de risques pour un suivi ciblé, avec une ingénierie de conception et de suivi particulière (formulation des bétons par approche performancielle, indicateurs de dommage, capteurs embarqués, ...).

Les impacts d'un vieillissement prématué, voire d'une défaillance totale ou partielle de ces structures, sont aujourd'hui inacceptables pour la société, compte tenu des investissements et des risques en termes d'exploitation, et les informations présentées ci-dessus constituent une bonne approche pour une gestion efficace.

Face à la multiplicité des compétences requises, les gestionnaires doivent être assistés par des bureaux d'études spécialisés dans la maintenance et l'entretien de ce type de structure emblématique.

## **X. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- [1] ITSEO – Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art – 2010 – fascicules 0 à 3 et guides associés
- [2] AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials – Manual for bridge element inspection – first edition 2013 and 2022 interim revisions
- [3] IMGC – GT5 – Maitrise des risques par l'instrumentation
- [4] IMGC – GT7 – Recommandations pour les inspections télévisuelles

# Ligne à grande Vitesse HS2– Fourniture et qualification d'un système de précontrainte isolée électriquement selon les exigences de la fib 75 pour un viaduc à voussoirs préfabriqués

Antoine Carry<sup>1</sup>, Nicolas Demey<sup>2</sup>, Nuno Geirinhas<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Freyssinet International & Cie, 280 avenue Napoléon Bonaparte – 92506 Rueil Malmaison,  
[antoine.carry@freyssinet.com](mailto:antoine.carry@freyssinet.com)

<sup>2</sup> [nicolas.demey@freyssinet.com](mailto:nicolas.demey@freyssinet.com)

<sup>3</sup> [nuno.geirinhas@freyssinet.com](mailto:nuno.geirinhas@freyssinet.com)

## Résumé

La technique de mise en précontrainte d'ouvrage en béton permet de nombreuses optimisations dans le design des structures (réduction des sections de béton et acier, augmentation des portées...). La durabilité des câbles en acier mis en tension de manière permanente pour assurer la présence des efforts de précontrainte est donc indispensable à la stabilité des ouvrages. De plus le niveau de sollicitation de ces câbles (de l'ordre de 90% de leur limite élastique lors de la construction) ainsi que leur résistance mécanique élevée entraîne la nécessité de les protéger contre les mécanismes de corrosion et en particulier de corrosion sous contrainte. Ce fort enjeu, combiné à certains endroits des structures à un haut niveau d'exposition au risque, conduit l'ensemble des acteurs de l'industrie (maîtrise d'œuvre et d'ouvrage, entreprises spécialisées de précontrainte, et communauté scientifique) à développer et maintenir des techniques de protection des armatures de précontrainte. Au cours des années 2000, l'effort collectif développé sur le sujet a conduit à des progrès significatifs sur les matériaux de remplissage des conduits et sur la qualité de leur injection, ce qui a permis d'améliorer significativement la protection physico chimique dans l'environnement immédiat des armatures. Si la maîtrise initiale du milieu dans lequel se trouve l'armature tendue est une première étape incontournable pour assurer la durabilité des câbles, le retour d'expérience montre l'importance fondamentale de prévenir la pollution de ce milieu par des agents corrosifs extérieurs ou le simple renouvellement d'oxygène dans les conduits. Pour cette raison, le niveau de qualité de l'encapsulation des armatures dans des conduits étanches (comme décrit dans la fib 75) constitue un point clé pour le renforcement de la durabilité des câbles. Ces considérations ont conduit la maîtrise d'ouvrage du projet de la seconde ligne à grande vitesse du Royaume Uni (projet HS2) à équiper les câbles de précontrainte d'une protection de niveau 3, avec surveillance du niveau d'encapsulation. Freyssinet fabrique, fournit et assiste la maîtrise d'œuvre dans l'installation de ces câbles de précontrainte pour la construction des ouvrages à voussoir préfabriqués du projet HS2.

## I. Contexte et objectifs

Les ouvrages de génie civil sont des équipements à haute valeur ajoutée de par les services qu'ils fournissent à leurs usagers, et sont consommateurs lors de leur construction de ressources hautement carbonées (énergie, ciment, béton, aciers). Dans le contexte actuel de lutte contre le réchauffement climatique, il est donc fondamental de pérenniser au maximum de tels ouvrage. Freyssinet a depuis sa création (sous la dénomination STUP) toujours recherché comment limiter la consommation de matériaux

lors de la construction de telles structures. C'est notamment ce qui a conduit Eugène Freyssinet à inventer puis à développer l'usage dans de nombreux pays de la mise en précontrainte des ouvrages d'art en béton. Poursuivant cette logique, l'entreprise soutient le développement de technologies visant à augmenter la durée de vie des ouvrages (techniques de réparation ou de renforcement pour les structures existantes ou techniques spécifiques lors de la construction d'ouvrages neufs).

Dans cette démarche exigeante, l'ensemble des câbles Freyssinet du projet de HS2 permettent l'injection des conduits à l'aide d'un coulis de ciment conforme aux dernières recommandations européennes en vigueur (EAD-160004-00-0301 [□](#)), en assurant une étanchéité des conduits suffisante pour permettre l'isolation électrique des armatures vis-à-vis du reste de la structure. Les câbles sont équipés d'un dispositif de suivi de cette isolation afin de permettre à la maîtrise d'ouvrage de détecter d'éventuelles zones d'endommagement du conduit protégeant le câble et dans lesquelles une venue d'eau viendrait à progresser (susceptible de conduire à terme à une corrosion des armatures).

L'état de l'art actuel sur l'encapsulation des câbles de précontrainte est décrit dans les bulletins Bulletin fib 33 [□](#) et Bulletin fib 75 [□](#) les niveaux de protection des câbles, PL1 (précontrainte courante avec gaine feuillard), PL2 (gaine et capot de protection des ancrages), PL3 (précontrainte de type PL2, doté d'une capacité de mesure et de suivi de l'intégrité du câble ou de sa corrosion).

Le principe de la précontrainte isolée électriquement consiste à assurer l'isolation électrique du câble (armature, bloc d'ancrage et mors d'ancrage) du reste de la structure lors de sa mise en œuvre. Le suivi de cette isolation électrique tout au long de la vie de l'ouvrage permet ensuite de détecter un éventuel échange de fluides (eau, air) ou d'agents corrosifs (ions chlorure notamment) à proximité d'un défaut d'encapsulation pouvant créer, entretenir ou accélérer un phénomène de corrosion.

## **II. Technologie de précontrainte des ouvrages à voussoirs préfabriqués du projet HS2**

### **II.1. Eléments d'ancrages**

Les 9 ouvrages à voussoirs préfabriqués du projet HS2 précontraints par le système C Freyssinet sont équipés pour la réalisation de la précontrainte intérieure de câbles composés de 19 torons (suivant Evaluation Technique Européenne ETE 06/0226 [□](#), voir Figure 46 pour l'ancrage de précontrainte intérieur).

Ces dispositifs d'ancrage permettent à la fois une encapsulation totale des câbles entre ancrage et assurent qu'aucun contact électrique direct (contact entre les éléments métalliques du câble et la cage de ferraillage de la structure) ne se produit. Afin de prendre en considération les recommandations normatives existantes sur le suivi dans le temps de l'isolation électrique du câble vis-à-vis du reste de la structure, ces dispositifs d'ancrage incluent un câble de cuivre gainé (10mm<sup>2</sup>) connecté mécaniquement (à l'aide d'un dispositif dédié) au bloc d'ancrage afin de permettre une mesure robuste et répétable de la résistance électrique. Le principe de cette connexion électrique mécanique est par ailleurs nécessaire sur l'ensemble du circuit de mesure sous peine d'observer des variations de résistivité indues liées à des défauts de contacts électriques.

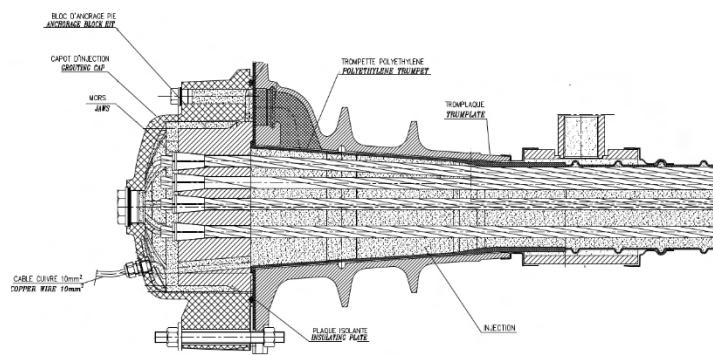


Figure 46 : Configuration de l'ancre de précontrainte isolée électriquement C (Type de gainage : Gaine plastique annelée)

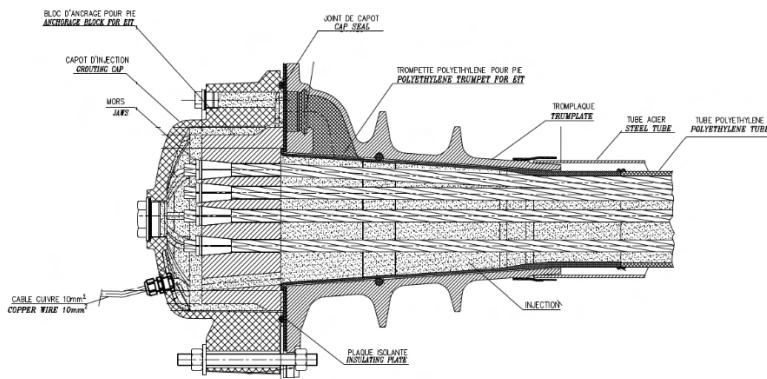


Figure 47 : Anchage de précontrainte extérieure isolée électriquement (Type de gainage : Tube PEHD dans tube coffrant au droit du massif béton)



Figure 48 : Anchage de précontrainte isolée électriquement du projet HS2

## II.2. Gainage et joint de voussoir

La qualité du gainage est un élément clé dans l'isolation électrique des câbles vis-à-vis du reste de la structure.

La réalisation du gainage de précontrainte extérieur est assurée assez classiquement par assemblage de tube PEHD à l'aide de soudures au miroir et de manchons électro-soudables réalisées après la pose des différents voussoirs et la mise en place des conduits.

Le gainage des câbles de précontrainte intérieure est composé de gaines PEHD annelées coupées à longueur pour correspondre à la longueur de chacun des voussoirs préfabriqués. L'ajustement des longueurs est réalisé à l'aide d'un raccord glissant inclus dans chacun des joints de gainage. Afin de prévenir le risque d'un défaut d'étanchéité dans la zone critique que constitue le joint froid entre deux voussoirs, un joint de gainage spécifique est mis en œuvre entre chaque voussoir préfabriqué (joint Liaseal). Au droit des zones de clavage un coupleur de gaine dédié à cet usage est installé (Joint de clavage).

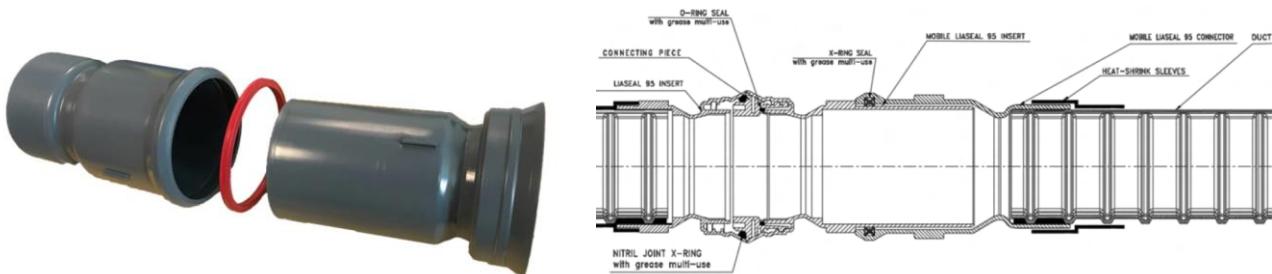


Figure 49 : Raccord glissant permettant l'ajustement entre le joint de gainage et le tronçon de gaine



Figure 50: Liaseal assemblés sur voussoir préfabriqué

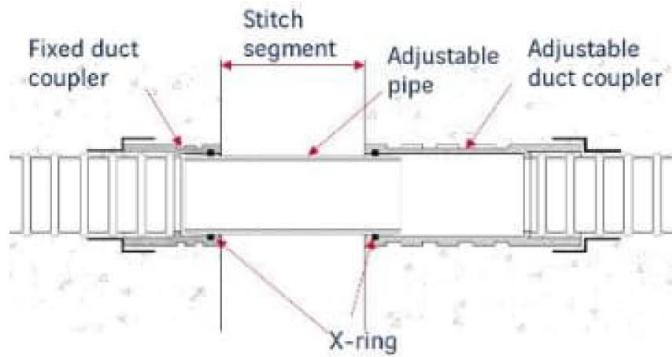


Figure 51 : Joint de clavage

Afin de permettre les performances attendues, chacun de ces dispositifs Liaseal, Liaseal à raccord coulissant, tronçon de gaine et connectique entre les différents éléments ont fait l'objet de tests individuels en laboratoire visant à démontrer leur capacité individuelle à atteindre les requis concernant l'isolation électrique suivant le Bulletin fib 75 □. Ces essais incluent notamment des essais d'étanchéité à l'air, d'étanchéité à l'eau et des essais d'isolation électrique lorsque le corps d'essai est rempli d'eau.

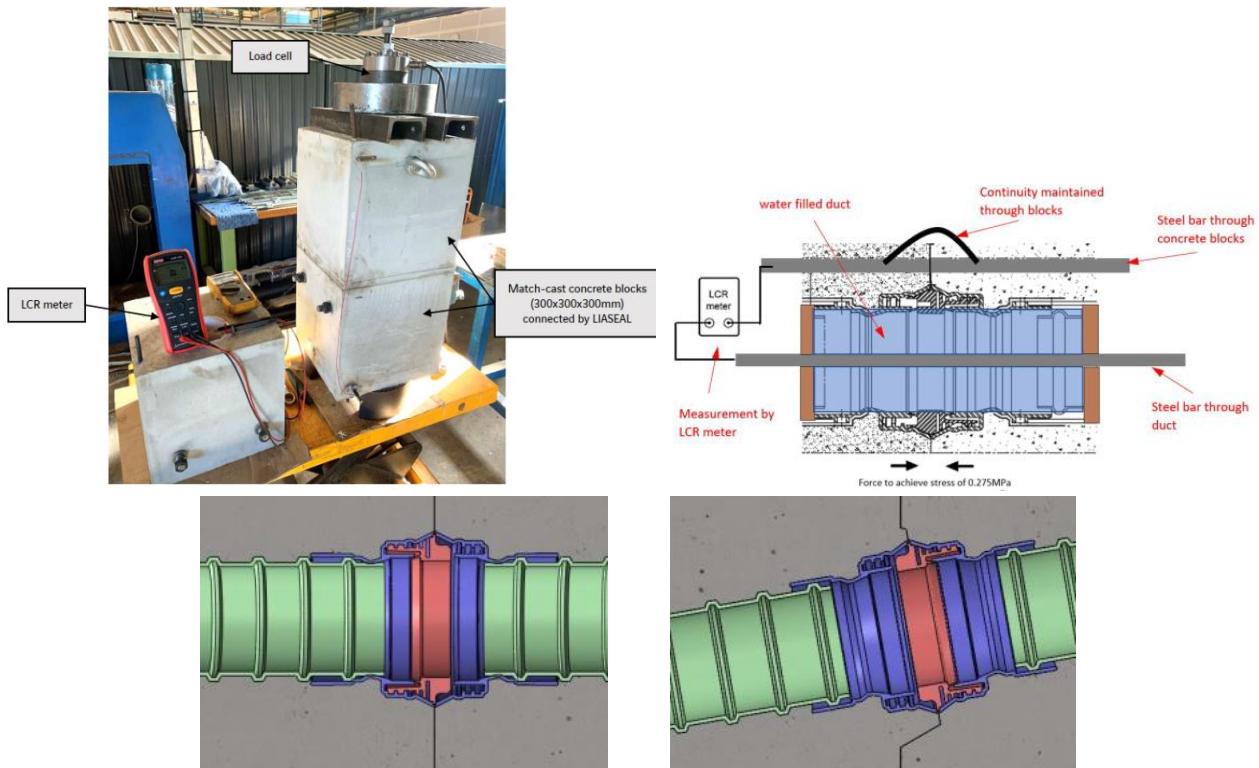


Figure 52: Liaseal test arrangement

### II.3. Travaux de mise en œuvre

En raison de l'importance de maîtriser la mise en œuvre, et afin de procéder à une revue et amélioration des dispositions de mise en œuvre, une maquette en condition de chantier a été réalisée par le projet préalablement aux premières opérations de bétonnage de voussoir. Cette maquette a permis de démontrer les performances du système pour des câbles intégrant plusieurs joints de gainage. Enfin les performances du joint de clavage entre les deux parties de la travée pour assurer l'étanchéité et l'isolation électrique ont été confirmés pour des désalignements allant jusqu'à 10 mm pour un clavage de 200 mm d'ouverture.

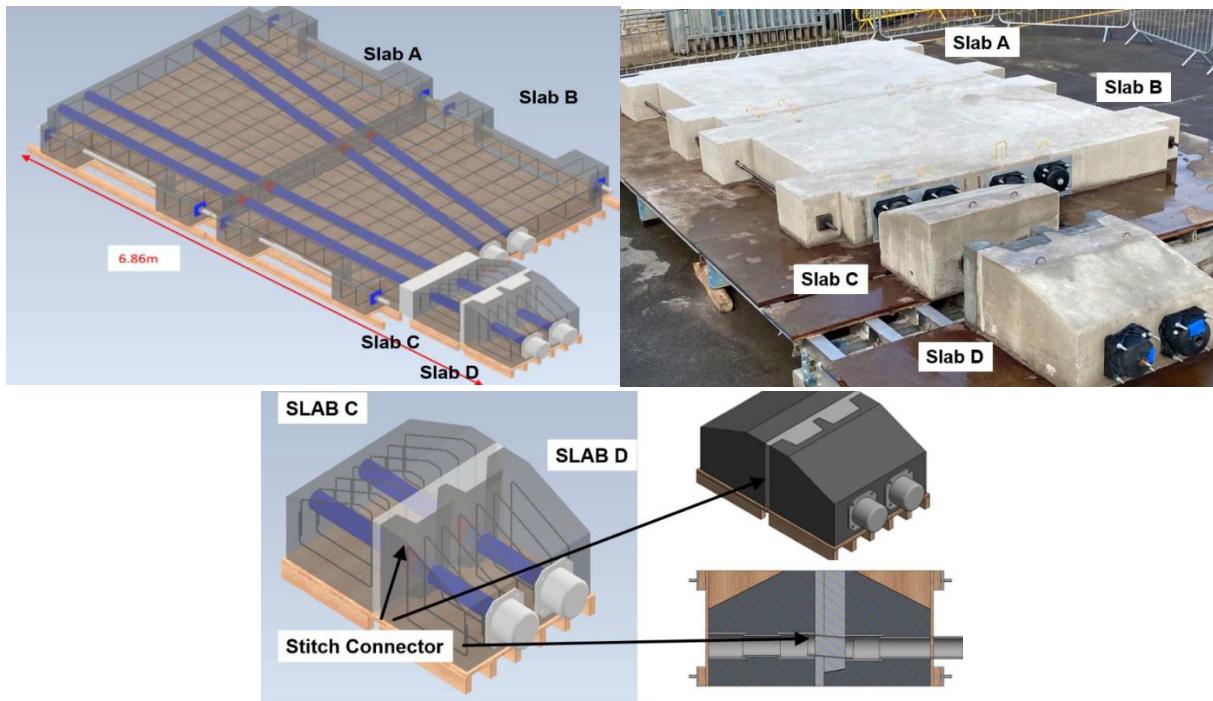


Figure 53: Maquette de démonstration de mise en œuvre du projet

La mise en œuvre de précontrainte isolée électriquement implique une grande rigueur dans l'opération de pose des conduits de précontrainte. Les voussoirs préfabriqués sont coulés en place et réalisé à l'aide de la technique des joints conjugués.

La cage de ferraillage est installée dans le coffrage, et les éléments de gaine préassemblés sont positionnés. L'ajustement des longueurs de conduits est assuré grâce au dispositif du joint Liaseal coulissant (voir Figure 49).



Figure 54: Préfabrication de la cage de ferraillage et du gainage de précontrainte intérieur

### III. Conclusion

Au vu du haut niveau de qualité requis afin d'atteindre l'isolation électrique, Freyssinet en collaboration avec son client, a identifié un besoin de circulation de l'information plus accentué que sur un projet de mise en précontrainte de type PL1 ou PL2 (suivant fib 75). En effet, les détails technologiques requis pour assurer la performance (allant de mise avec le soin particulièrement nécessaire à la mise en œuvre) doivent impérativement être compris par l'ensemble des acteurs impliqués. Dans ce but un centre de formation dédiés aux équipes a été mis en œuvre dès le début du projet. Son utilité n'en a été que confirmé au fur et à mesure des opérations de fourniture et mise en œuvre.

## IV. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- EAD-160004-00-0301 *Post-tensioning kits for prestressing of structures*
- Bulletin fib 33 *Durability of post-tensioning tendons*
- Bulletin fib 75 *Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning*
- ETE 06/0226 *Evaluation Technique Européenne – Kit de précontrainte – Système Freyssinet*

# Surveillance de la corrosion dans les gaines de précontrainte par technologie RFID, le projet CAHPREEX

**FALAISE Y.<sup>1</sup>, PITTEL R.<sup>2</sup>, CHATAIGNER S.<sup>3</sup>, GAILLET L.<sup>4</sup>, LESCOP B.<sup>5</sup>, RIOUAL S.<sup>6</sup>, NAUD F.<sup>7</sup>**

<sup>1</sup> Université Gustave Eiffel - MAST-SMC, [yannick.falaise@univ-eiffel.fr](mailto:yannick.falaise@univ-eiffel.fr)

<sup>2</sup> APRR AREA, [Romain.PITTEL@aprr.fr](mailto:Romain.PITTEL@aprr.fr)

<sup>3</sup> Université Gustave Eiffel - MAST-SMC, [sylvain.chataigner@univ-eiffel.fr](mailto:sylvain.chataigner@univ-eiffel.fr)

<sup>4</sup> Université Gustave Eiffel - MAST-SMC, [laurent.gaillet@univ-eiffel.fr](mailto:laurent.gaillet@univ-eiffel.fr)

<sup>5</sup> Université de Bretagne Occidentale - LabSTICC, [benoit.lescop@univ-brest.fr](mailto:benoit.lescop@univ-brest.fr)

<sup>6</sup> Université de Bretagne Occidentale - LabSTICC, [stephane.rioual@univ-brest.fr](mailto:stephane.rioual@univ-brest.fr)

<sup>7</sup> APRR AREA, [Frederic.NAUD@aprr.fr](mailto:Frederic.NAUD@aprr.fr)

## Résumé

Dans les structures en béton précontraint, les câbles en acier sont essentiels, mais très vulnérables à la corrosion. Les méthodes traditionnelles de détection de la corrosion, telles que les inspections visuelles, sont souvent chronophages et coûteuses, rendant la détection difficile voire impossible. Ces éléments structuraux sont en effet souvent inaccessibles car emprisonnés sous une gaine protectrice et, lorsque la corrosion est avérée, il est souvent déjà trop tard.

Les avancées technologiques ont permis de développer de nouveaux outils et techniques pour le monitoring, notamment des étiquettes d'identification par radiofréquence (RFID). Ces capteurs RFID sont particulièrement attrayants en raison de leurs petites dimensions, de leur coût réduit et de leur fonctionnement sans fil. De plus, l'absence de batteries et de connectique facilite leur intégration dans des environnements réputés inaccessibles à des capteurs filaires.

Le projet CAHPREEX (Capteurs Autonomes pour les Haubans et la PREcontrainte EXtérieure) issu de l'appel à projet Ponts Connectés a exploré l'application de la technologie RFID dans la surveillance des câbles de précontrainte et des haubans d'ouvrages d'art. L'objectif principal était de proposer une approche innovante pour améliorer la maintenance prédictive et la gestion de ces infrastructures critiques, en se concentrant notamment sur la détection de la corrosion.

Porté par un consortium réunissant des experts en génie civil, en technologie RFID et en gestion d'infrastructures, le projet s'est achevé fin 2023 mais d'autres applications sont déjà en cours de développement.

## I. Les éléments de contexte

La tragédie du pont Morandi à Gênes, survenue en août 2018, a entraîné la mort de 43 personnes et soulevé des préoccupations majeures concernant la sécurité des infrastructures. En France, cet événement a servi de déclencheur pour une prise de conscience nationale sur l'état des ouvrages d'art. Le 3 octobre 2018, le Sénat a lancé une mission d'information sur la sécurité des ponts, révélant que près de 25 000 ponts en France nécessitaient des réparations urgentes ou un suivi accru [1]. Face à ce constat, le besoin d'une modernisation des outils de surveillance des infrastructures s'est imposé.

C'est dans ce contexte qu'est né le programme national "Ponts" en janvier 2021, avec pour objectif de recenser les ouvrages et garantir leur sécurité à long terme. En lien avec ce programme, l'appel à projets "Ponts Connectés" a été lancé, cherchant à promouvoir des solutions innovantes attractives par leur coût pour surveiller et entretenir les ponts. Parmi les 17 lauréats, le projet CAHPREEX (Capteurs Autonomes pour les Haubans et la PREcontrainte EXtérieure) a été retenu pour son approche novatrice utilisant des capteurs RFID pour surveiller l'état des câbles de précontrainte et de haubans, contribuant ainsi à renforcer la sécurité et la durabilité des ouvrages d'art sur le territoire français.

### I.1 Le consortium

Le consortium du projet CAHPREEX a réuni quatre partenaires aux expertises complémentaires, garantissant la réussite du projet.

ARTELIA, groupe d'ingénierie multidisciplinaire, s'est positionné comme coordinateur grâce à son expertise en inspection et diagnostic des ouvrages d'art. ARTELIA a apporté son savoir-faire en gestion de projet et en suivi des ouvrages.

Les laboratoires de l'Université Gustave Eiffel (MAST-SMC) et de l'Université Bretagne Occidentale (LabSTICC) sont des références, respectivement, en matière de pathologies des câbles d'ouvrages d'art et en matière de technologie RFID. Leur collaboration de longue date sur des projets notamment liés au suivi des structures métalliques offshore leur a conféré une solide expérience dans l'adaptation des technologies RFID pour le monitoring des ouvrages d'art.

Enfin, la participation d'APRR, concessionnaire d'autoroutes, a garanti au consortium un accès privilégié à des infrastructures réelles pour tester et valider les solutions développées. En tant qu'exploitant d'un vaste réseau autoroutier, APRR a un intérêt certain à fiabiliser et optimiser la maintenance de ses ouvrages, assurant un retour d'expérience pratique indispensable au projet.

### I.2 Objectifs du projet

Le projet CAHPREEX a visé à répondre à une problématique cruciale pour la gestion des infrastructures : la détection de la corrosion des câbles dans les ouvrages précontraints [2-3] ou à haubans. Cette pathologie, souvent invisible lors des inspections classiques ou par les méthodes traditionnelles de contrôle non destructif (CND), peut conduire à des défaillances structurelles majeures. L'enjeu a donc été de fournir une solution capable de détecter cette corrosion à un stade précoce, avant qu'elle ne compromette l'intégrité des ouvrages.

Pour y parvenir, le projet a développé des capteurs basés sur la technologie RFID [4-6], une technologie novatrice qui permet de surveiller à distance l'état de corrosion des câbles et des ancrages. Ces capteurs, sans alimentation externe, sont économiques, autonomes et faciles à interroger, ce qui simplifie considérablement les inspections des parties difficilement accessibles des ouvrages. Cette innovation favorise une approche de maintenance préventive et prédictive, en fournissant des données fiables sur l'état des câbles avant que des dégradations critiques ne se manifestent.

Après une phase de développement et d'optimisation, les capteurs ont été soumis à des tests sur des corps d'épreuve représentatifs des infrastructures visées. Un déploiement in situ de prototypes de capteurs sur un ouvrage du réseau APRR a ensuite été réalisé. Ce démonstrateur a ainsi ouvert la voie à une surveillance continue et à une gestion plus proactive de ces infrastructures stratégiques via la technologie RFID.

### I.3 La technologie RFID

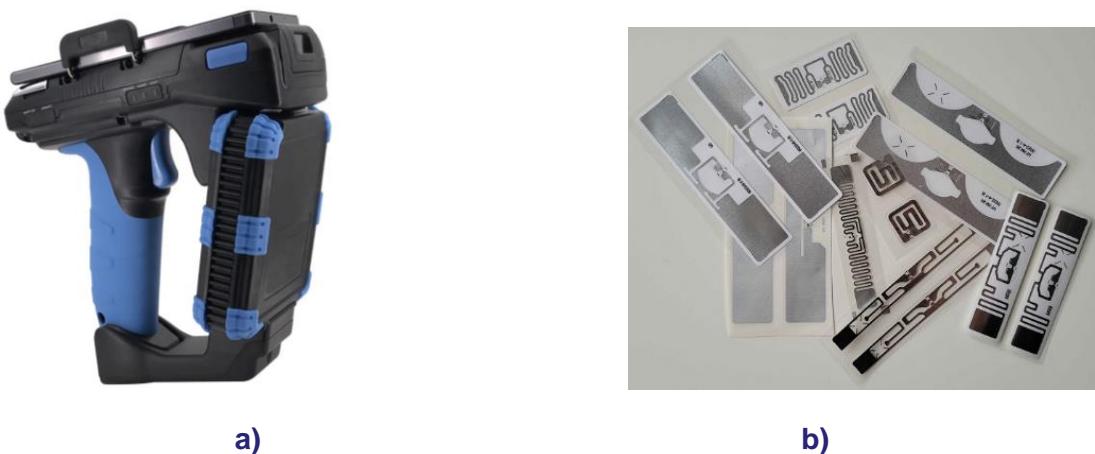
La technologie RFID (Radio Frequency Identification) est un moyen de communication sans fil qui exploite les ondes radio afin d'identifier et de suivre des objets munis de balises électroniques, connues sous le nom d'étiquettes RFID. Ces étiquettes sont munies d'un microcircuit et d'une antenne qui leur permettent de communiquer des données à un lecteur RFID [7].

Il existe deux principaux types de systèmes RFID : actifs et passifs. Les systèmes actifs nécessitent une alimentation externe, tandis que les systèmes passifs, plus courants, exploitent l'énergie émise par le lecteur pour alimenter l'étiquette et transmettre des données.

Dans le cadre du projet CAHPREEX, l'utilisation de capteurs RFID passifs présente plusieurs avantages décisifs pour la surveillance des infrastructures. Tout d'abord, ces capteurs sont sans batterie, ce qui les rend autonomes et extrêmement durables, nécessitant peu ou pas d'entretien au fil du temps. Cette absence de batterie élimine également les contraintes liées à la durée de vie des dispositifs et réduit les interventions humaines pour leur remplacement. Ensuite, la technologie est sans fil, permettant une surveillance à distance ou au travers de matériaux non conducteurs, facilitant ainsi l'interrogation des capteurs dans des zones difficilement accessibles, comme les câbles de précontrainte ou les ancrages de haubans.

Un autre atout majeur du RFID est son faible coût. Comparé à d'autres technologies de capteurs, le RFID passif offre une solution économique, particulièrement adaptée aux infrastructures nécessitant la mise en place de nombreux capteurs.

Ces caractéristiques ont rendu les capteurs RFID particulièrement adaptés au projet CAHPREEX, où la fiabilité et la durabilité des capteurs étaient essentielles pour une approche de maintenance préventive et prédictive des ouvrages d'art.



**Figure n°1 : a) Illustrations d'un interrogateur RFID portable couplé d'un smartphone,  
b) lot de différentes étiquettes RFID du commerce**

## II. Le projet

Le projet CAHPREEX s'est structuré autour de trois axes principaux, chacun correspondant au développement d'un capteur spécifique, afin de répondre aux divers besoins de surveillance des câbles d'ouvrages précontraints et à haubans.

### II.1 Axe A - Détection de la corrosion à l'intérieur des gaines de précontrainte extérieure

#### A. Principe

L'axe A du projet CAHPREEX s'est concentré sur la surveillance des manchons de raccordement des gaines en polyéthylène haute densité (PEHD) qui entourent les câbles de précontrainte extérieure. Ces manchons, situés aux jonctions des gaines, sont des points sensibles en raison des risques d'étanchéité défaillante, pouvant entraîner une corrosion des câbles. La surveillance de l'environnement au sein de ces gaines sans compromettre leur intégrité semble donc crucial.

Le défi principal de cet axe a été de mesurer l'agressivité du milieu interne (humidité, présence d'eau ou d'agents corrosifs) sans détériorer les gaines et les manchons, et sans perturber leur étanchéité. De plus, l'espace disponible pour l'installation des capteurs à l'intérieur des gaines est très restreint, et l'utilisation de batteries exclue, car une intervention pour leur remplacement serait impossible.

Le capteur développé dans cet axe est donc un dispositif RFID passif, compact et sans batterie, capable de fournir des informations sur l'état interne des gaines à travers le matériau plastique des gaines PEHD. Ce capteur permet une interrogation à distance et garantit une surveillance fiable des phénomènes de corrosion sans affecter l'étanchéité des structures.

#### B. Description du capteur développé

Le capteur de corrosion se compose de deux tags RFID placés côte à côté et espacés de quelques millimètres, collés sur un support rigide de dimensions 110 mm x 70 mm. Un feuillet métallique est fixé sur l'un des deux tags et a pour but de bloquer la diffusion des ondes RF. Le schéma présenté en figure n°2 illustre cet assemblage.

Nous obtenons ainsi un tag de référence non revêtu accompagné d'un tag dit sensible puisque recouvert de métal. Cette combinaison permet la détection de la corrosion puisque, lorsque celle-ci est avérée, l'altération ou la perte de la lamelle modifie la réponse du capteur, ce qui est détecté par l'interrogation RFID.

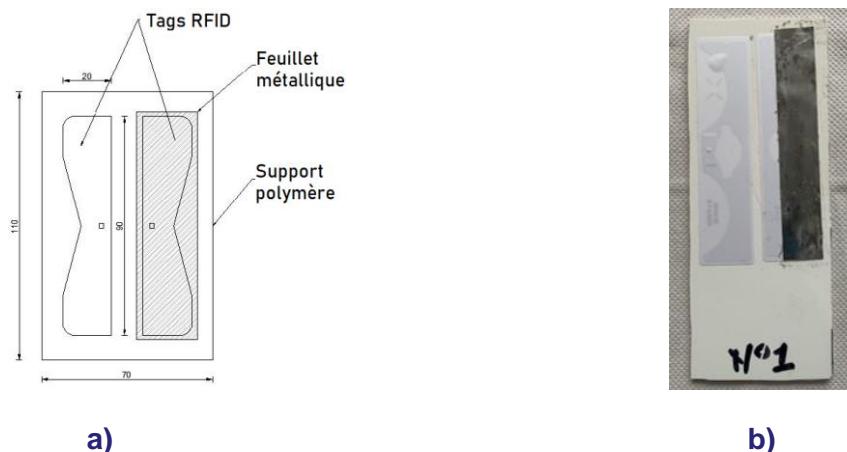
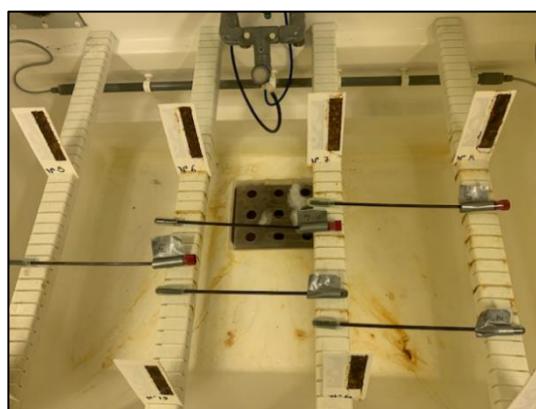


Figure n°2 : a) Schéma du capteur Axe A, (b) Photographie d'un capteur pour les essais en laboratoire

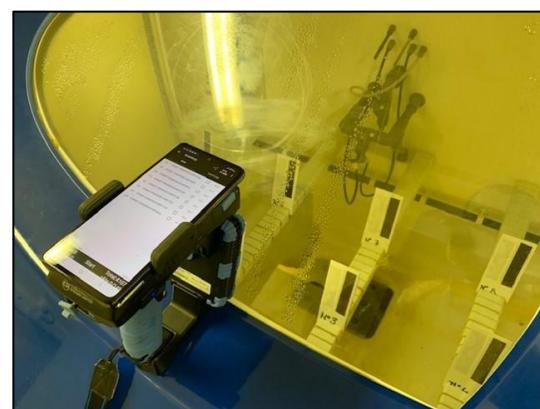
### C. Evaluation du capteur en laboratoire

Des essais de vieillissement accélérés sur 15 capteurs ont été réalisés avec des épaisseurs de feuillet en acier différentes obtenues auprès de deux fournisseurs. En parallèle, des fils de précontrainte ont été insérés dans les mêmes conditions afin de comparer leur niveau de dégradation aux réponses des capteurs comme illustré en figure n°3.a.

Le protocole mis en place visait à réaliser un vieillissement accéléré des éprouvettes afin d'observer la corrosion des matériaux. Pour cela, nous avons utilisé une enceinte climatique pour projeter une solution saline de manière homogène sur chaque échantillon. Les essais alternaient entre des cycles d'évolution de l'hygrométrie relative et d'exposition à un brouillard salin, inspirés de la norme ISO 16701. Après chaque phase, des interrogations RFID, illustrées en figure n°3.b, étaient réalisées pour déterminer si un nouveau cycle était nécessaire. En effet, lorsqu'un capteur se déclenchaît (i.e. le feuillet métallique recouvrant l'antenne ne faisant plus écran à l'onde radio) alors celui-ci était retiré de l'enceinte.



a)

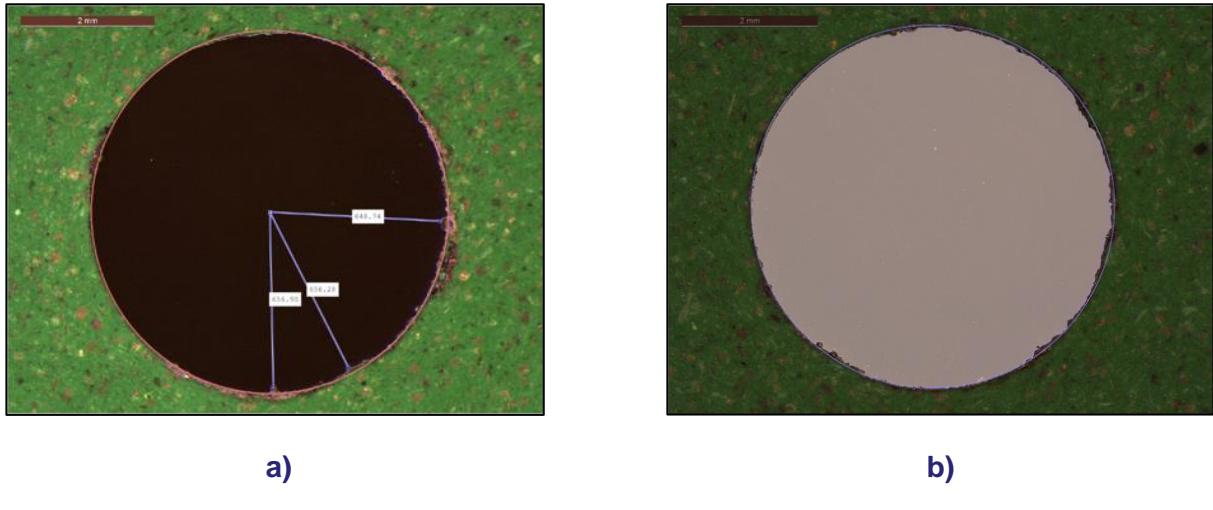


b)

**Figure n°3 : a) Disposition des capteurs et des fils de précontrainte dans l'enceinte climatique,  
b) Interrogation des capteurs au travers du capot de l'enceinte**

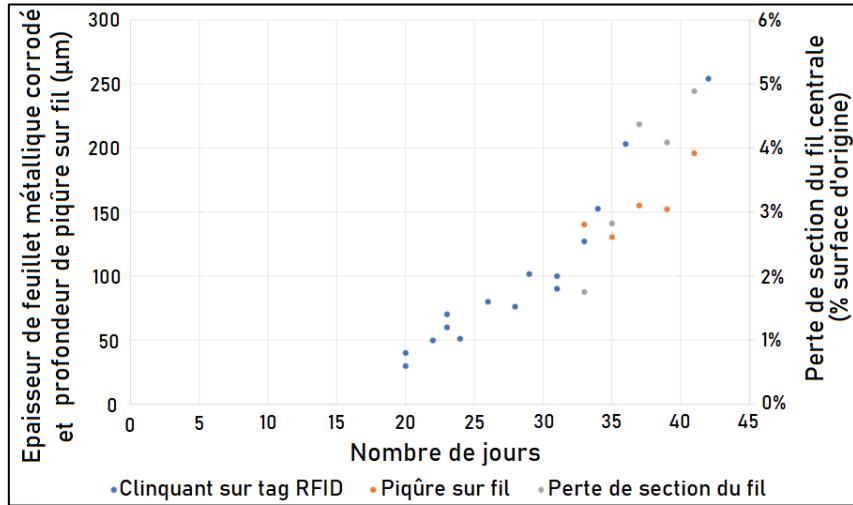
Concernant les fils de précontrainte, ceux-ci ont été retirés au bout de 30 à 40 jours de vieillissement pour être découpés puis analysés au microscope. Trois coupes par échantillon dans la partie libre et vieillie ont été réalisées puis ces morceaux ont été coulés dans une résine afin d'être observés au microscope optique. Les photographies recueillies par cet appareil ont ensuite été analysées par un algorithme développé spécifiquement pour les besoins du projet sur le logiciel Matlab.

L'analyse débutait par le repositionnement du centre du fil puis la détection des bordures entre le fil et la résine. Enfin un cercle théorique représentant le diamètre initial du fil était placé. A partir de ceci, les profondeurs de piqûres (figure n°4a) étaient mesurées ainsi que la section de matière résiduelle (figure n°4b).



**Figure n°4 : a) Mesure de la profondeur des piqûre, b) Mesure de la section résiduelle**

Les résultats, présentés dans la figure n°5, montrent que, suivant la durée de vieillissement, les épaisseurs de feuillet métallique corrodées sont relativement similaires aux profondeurs de piqûres relevées sur les fils de précontrainte. Ces résultats permettent de définir l'épaisseur de feuillet métallique à appliquer pour garantir l'efficacité des capteurs sur le terrain.



**Figure n°5 : Epaisseur de feuillet métallique corrodé, profondeur de piqûre sur fil et perte de section du fil en fonction de la durée de vieillissement en conditions accélérées**

#### D. Mise en place sur ouvrage

Pour installer ce capteur de corrosion, l'opération se déroule lors des travaux de réparation des manchons. Les capteurs sont fixés à l'intérieur de la gaine PEHD, qui est ensuite utilisée pour chemiser la zone à réparer.

En septembre 2022, cinq capteurs ont été installés sur l'ouvrage de Sylans pendant une opération de réparation programmée. Ces capteurs ont ainsi pu être manipulés dans des conditions de chantier (figure n°6) et soumis à diverses sollicitations, notamment dues à la chaleur de soudure du PEHD ou encore aux arcs électriques utilisés pour contrôler l'étanchéité de la réparation. Ces capteurs sont toujours opérationnels, et des mesures y sont effectuées à intervalles réguliers pour suivre l'évolution de l'état de la structure.

Il est également envisageable d'installer ces capteurs aux extrémités des gaines PEHD neuves lors des travaux de construction. Cependant, un risque important subsiste lors de l'opération d'enfilage des câbles à travers ces gaines, ce qui pourrait gravement endommager les capteurs.



Figure n°6 : Installation d'un capteur RFID sur le viaduc de Sylans en Septembre 2022

### E. Intérêts et perspectives

La caractéristique la plus importante de la technologie développée dans l'Axe A est liée à la flexibilité et à la capacité de fonctionner dans différents types d'environnements corrosifs. La possibilité de changer le type de métal utilisé dans les capteurs en fonction du type d'agent provoquant la corrosion rend cet équipement très utile dans différents contextes, augmentant ainsi son champ d'utilisation. Un autre avantage significatif réside dans la possibilité d'adapter l'épaisseur du capteur à différents niveaux de sensibilité permettant ainsi des applications spécifiques adaptées à chaque structure.

Les efforts sont également faits dans l'amélioration de la portée d'interrogation et dans la miniaturisation des capteurs afin de faciliter leur intégration dans des espaces plus distants ou confinés. Bien que cette réduction de taille soit un défi technique, elle est essentielle pour rendre la technologie plus discrète et largement déployable.

Les perspectives incluent également une extension de la technologie à d'autres secteurs, ainsi qu'une intégration encore plus fine dans des environnements complexes, avec pour objectif final de rendre les capteurs plus robustes et polyvalents.

## II.1 Axe B - Détection de la présence d'eau à l'intérieur des ancrages de précontrainte et de hauban

### A. Principe

L'axe B du projet CAHPREEX a visé à développer un capteur capable de détecter la présence ou l'absence d'eau à l'intérieur des culots d'ancrage utilisés pour la précontrainte ou le haubanage. Ces culots, en cas d'infiltration d'eau, peuvent subir des dommages significatifs liés à la corrosion, menaçant ainsi l'intégrité des câbles.

Le principe du capteur repose sur l'intégration d'un composant électrique sensible à l'eau directement à l'intérieur du capot de protection de l'ancrage. Ce composant est constitué d'un câble coaxial dont l'extrémité est configurée pour détecter la présence d'eau (figure n°7). En cas d'infiltration, l'eau provoque

un court-circuit à l'extrémité du câble, modifiant ainsi les propriétés électriques du circuit. Ce capteur est connecté à une antenne RFID placée à l'extérieur du capot, permettant une interrogation à distance. L'opérateur peut ainsi vérifier l'état du culot sans avoir à démonter le dispositif, ce qui représente un gain de temps et une réduction significative des coûts d'inspection. Ce système simplifie également la maintenance en rendant possible des contrôles plus fréquents et moins invasifs, améliorant ainsi la capacité à détecter les infiltrations d'eau à un stade précoce et à prévenir les dégradations avant qu'elles ne deviennent critiques.

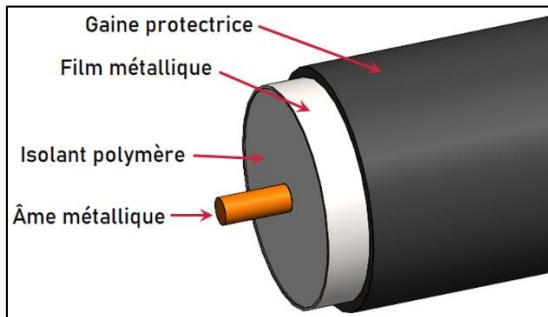


Figure n°7 : Composition d'un câble coaxial type

## B. Essais réalisés

Les essais ont consisté à soumettre le capteur à des variations d'humidité relative allant de 60 à 100 % dans une enceinte climatique. Pendant cette période, aucune activation du capteur n'a été observée, comme illustré à la figure 8. Cela a permis de démontrer que le capteur reste inactif face à l'humidité ambiante et ainsi évite la détection d'un faux négatif.

Par la suite, le capteur a été plongé dans un récipient d'eau, ce qui a entraîné son déclenchement immédiat. Cette observation a ainsi permis de confirmer que celui-ci est sensible uniquement à la présence d'eau liquide et non à la vapeur d'eau, validant ainsi son bon fonctionnement pour cette application spécifique.

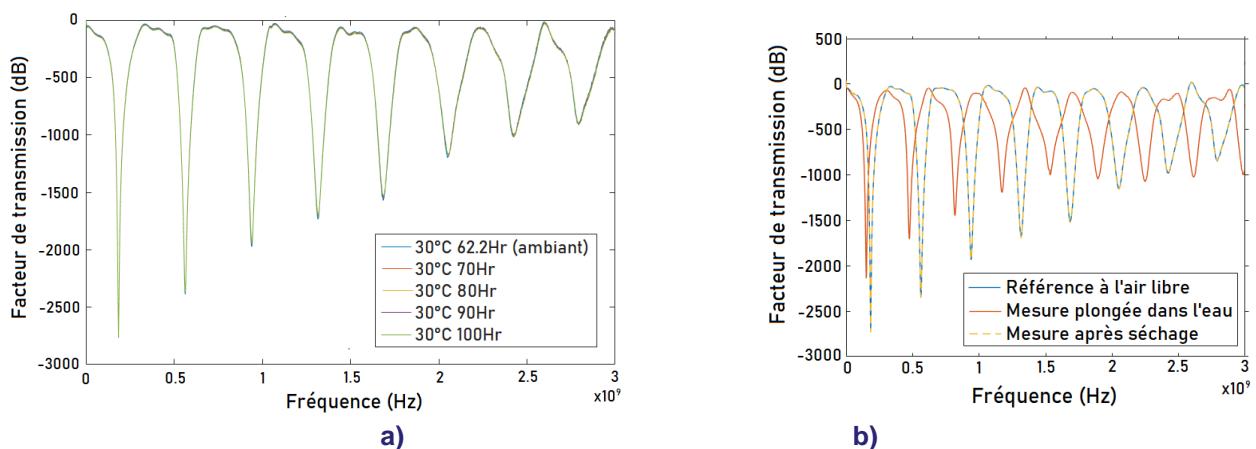


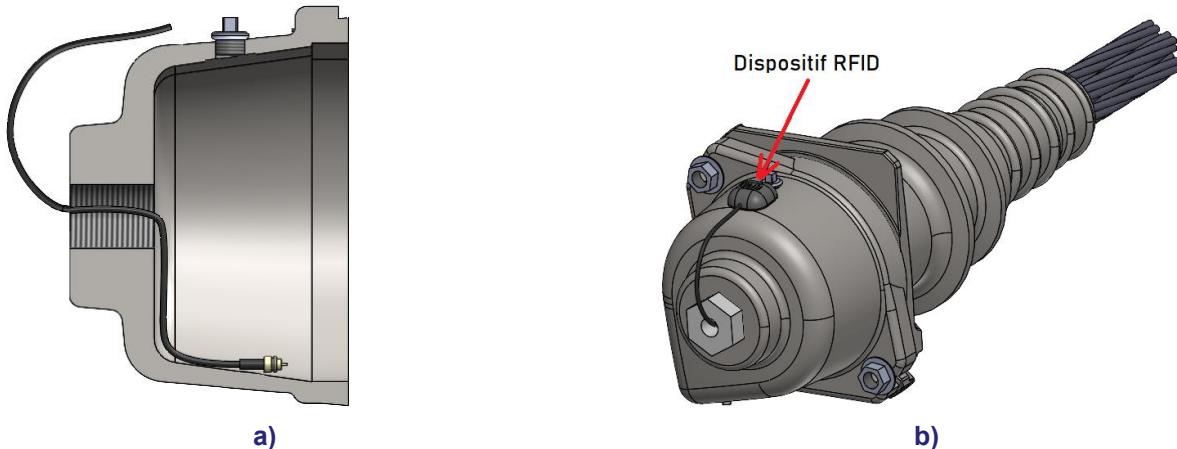
Figure n°8 : a) Mesures du facteur de transmission en fonction de la fréquence pour différents niveaux d'humidité relative, b) Mesures du facteur de transmission en fonction de la fréquence avant, pendant immersion et après séchage du capteur (droite)

## C. Méthodologie d'installation

Le capteur doit être positionné à l'intérieur du capot d'ancrage, permettant ainsi de mesurer des informations au plus près de la zone d'intérêt (figure n°9). Le dispositif communiquant, incapable de

communiquer au travers du capot est, quant à lui, monté à l'extérieur et orienté vers l'utilisateur pour assurer une bonne transmission des données. Le câble reliant l'élément sensible au dispositif RFID communiquant est passé dans un évent du capot équipé pour l'occasion d'un presse étoupe pour garantir l'étanchéité vis-à-vis de l'extérieur.

On peut ainsi imaginer pouvoir équiper les ouvrages aussi bien neuf qu'en service. On notera toutefois qu'il n'a pas été possible de tester la mise en place de ce capteur sur un ouvrage pendant la durée du projet.



**Figure n°9 : a) Coupe d'un capot et positionnement de l'élément sensible,  
b) Positionnement du dispositif RFID sur un capot d'un ancrage de précontrainte (droite)**

#### D. Intérêts et perspectives

L'axe B du projet a ouvert de nouvelles perspectives en matière d'auscultation des culots d'ancrages. Un aspect crucial pour déployer ces capteurs innovants est la mise au point d'une solution assurant l'étanchéité du capot tout en permettant la communication par radiofréquence. Cependant, il convient de souligner que le remplacement des capots en fonte par des capots en plastique résoudrait ce problème car l'antenne RFID pourrait être intégrée à l'intérieur du capot. En effet, l'onde radiofréquence traverse sans problème le plastique rendant possible l'interrogation et la transmission des informations par RFID.

### II.1 Axe C - Détection de déformation radiale anormale des gaines de précontrainte extérieure

#### A. Principe

L'axe C du projet s'est concentré sur le développement d'un capteur capable de mesurer la déformation des gaines de précontrainte extérieures. Cette technique innovante étant moins mature, le projet CAHPREEX a pu apporter certaines réponses sans toutefois parvenir à un capteur suffisamment mature pour être mis en place sur ouvrage.

Les gaines de précontrainte sur ouvrages d'art, généralement en PEHD, jouent un rôle crucial en protégeant les câbles et leur coulis protecteur des agressions extérieures. Une déformation externe de la gaine pourrait indiquer une anomalie interne du câble telle que de la corrosion ou la rupture d'un fil de précontrainte. Dans cette situation, le fil rompu pourrait se réancker dans le coulis environnant, provoquant une légère déformation de la gaine. Hypothétiquement, ce capteur serait alors en mesure de détecter ces variations en surface, fournissant des données critiques sur l'état structurel des câbles de précontrainte.

Ce dispositif vise à offrir une surveillance continue et non invasive, permettant de détecter des signes précoce de rupture ou de faiblesse des câbles, améliorant ainsi la fiabilité des ouvrages d'art.

### B. Essais réalisés en laboratoire

Des essais de traction ont été réalisés et avaient pour objectif de suivre la déformation d'une antenne RFID en cuivre gravée sur un support en polymère en la soumettant à des déformations successives contrôlées sur une presse. Ces essais ont permis d'analyser comment les propriétés de l'antenne, notamment sa fréquence de résonance et le paramètre de réflexion d'onde S11, évoluaient en fonction des déformations appliquées.

Dans la figure n°10.a, on observe les cycles de chargement et de déchargement, illustrés par des courbes de contrainte en fonction de la déformation. Chaque courbe correspond à un cycle spécifique, avec des couleurs distinctes pour représenter différents niveaux de déformation. La figure 10.b présente les résultats obtenus pour le rapport d'onde stationnaire S11 (en anglais : Standing Wave Ratio, SWR) en fonction de la fréquence, mesuré pour chaque niveau de déformation. La courbe noire correspond à l'état initial de l'antenne, sans contrainte. On remarque que, lorsque la déformation augmente, le minimum de S11, qui indique la fréquence de résonance, se déplace progressivement. Cette variation de fréquence en fonction de la déformation appliquée confirme que l'antenne pourrait potentiellement être utilisée comme capteur de déformation.

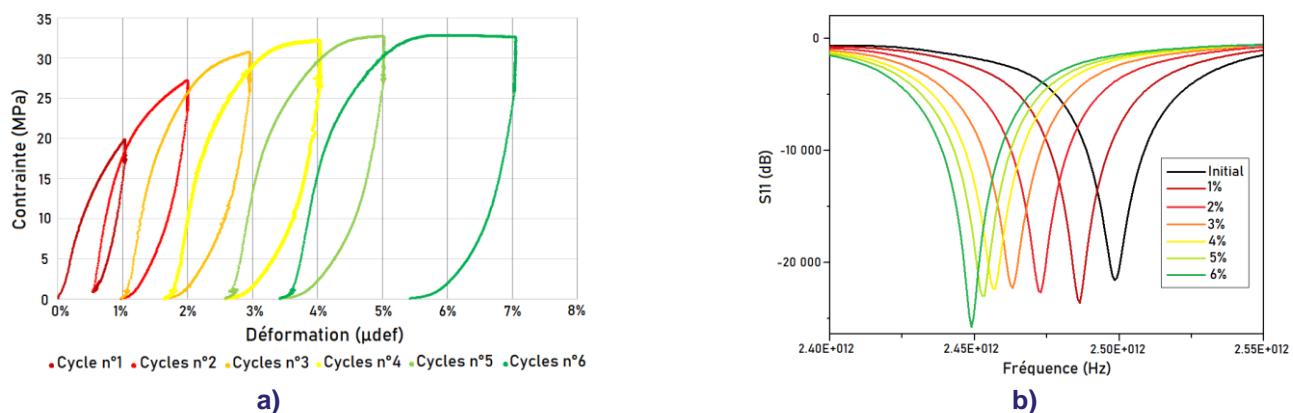


Figure n°10 : a) Cycles de chargement appliqués à l'antenne RFID, b) Réponse fréquentielle de l'antenne sous sollicitation mécanique.

### C. Mise en place sur ouvrage réel

Cette partie n'a pas pu être étudiée dans le cadre du projet, néanmoins des investigations sont d'ores et déjà en cours pour développer des méthodes d'instrumentation sur des ouvrages neufs ou en service. Les contraintes à relever sont significatives, car il s'agit de suivre la déformation d'éléments plastiques souvent peu adhérents et fréquemment exposés à des conditions environnementales sévères.

### D. Intérêts et perspectives

L'axe C s'appuie sur une technique innovante qui pourrait transformer la surveillance des structures. Ses applications potentielles sont vastes et ouvrent la voie à des opportunités captivantes.

La compréhension des phénomènes de gonflement liés à la corrosion, au réancrage, ou encore à la rupture des gaines est cruciale pour le développement de capteurs plus robustes et adaptés à des environnements variés. Ces phénomènes, souvent invisibles mais critiques, influencent la performance

des câbles de précontrainte, et leur détection précoce est essentielle pour éviter des dégradations irréversibles.

Un autre objectif clé est l'amélioration de la portée d'interrogation de ces capteurs. Une meilleure portée permettrait non seulement d'atteindre des applications plus complexes, mais aussi de répondre à des besoins plus diversifiés, notamment pour la surveillance à distance par drone ou sur d'autres parties d'ouvrage. Ces avancées renforceraient la flexibilité de cette solution pour une application sur un large éventail d'ouvrages d'art.

### **III. CONCLUSIONS**

Le projet CAHPREEX a démontré le potentiel des capteurs RFID passifs pour renforcer la surveillance des ouvrages d'art, en ciblant plus précisément les zones à risque et en optimisant les diagnostics des inspecteurs. Plutôt que de remplacer les méthodes traditionnelles, cette technologie les complète en permettant d'identifier plus efficacement les phénomènes critiques tels que la corrosion des câbles, tout en réduisant les coûts d'entretien et les interruptions de service.

En explorant trois technologies de capteurs adaptées aux pathologies spécifiques des câbles de précontrainte et des haubans, le projet a ouvert la voie à de nouvelles stratégies de maintenance prédictive pour les infrastructures critiques. L'intégration de ces capteurs dès la construction ou lors de travaux de réparation pourrait permettre une réactivité accrue face aux dégradations naissantes, garantissant ainsi une gestion proactive et durable des infrastructures.

Ces travaux se poursuivent actuellement pour augmenter le niveau de TRL des solutions développées mais les résultats déjà acquis lors de ce projet constituent une base solide pour le développement de nouvelles applications et renforcent le rôle des capteurs RFID dans le domaine du Structural Health Monitoring (SHM).

## IV. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] P. HAIZE et Mi. DAGBERT, « Sécurité des ponts : éviter un drame », Sénat, 609, 2019.
- [2] U. Nürnberg, « Ruptures d'armature de précontrainte induites par corrosion », Otto-Graf-Journal vol. 13, 2002.
- [3] R.F. Woodward, « Collapse of a segmental post-tensioned concrete bridge. », Transportation research record 1211, 1989.
- [4] H. Liu, D. Wang, and X. Huang, « Real-time monitoring of ship structure corrosion based on passive RFID sensing technology. Sensors », 20(6), 1676, 2020.
- [5] C. Liu, Y. Chen, and Y. Feng, « Application of RFID sensor technology in aircraft structural health monitoring. » Sensors, 19(4), 969, 2019.
- [6] R. Khalifeh, M.S. Yasri, B. Lescop, F. Gallée, E. Diler, D. Thierry and S. Rioual, « Development of wireless and passive corrosion sensors for material degradation monitoring in coastal zones and immersed environment. » IEEE J. Ocean. Eng. 41, p. 776–782, 2016.
- [7] C. Tetelin, « Systèmes et techniques RFID », Techniques de l'ingénieur Réseaux Télécommunications, 2020.

### Crédit photos

Toutes photos Université Gustave Eiffel sauf figures n°6 et 10.b: Université de Bretagne Occidentale.

# Analyse du cycle de vie comparée entre solutions de régénération et de remplacement : application au pont suspendu de Viterbe

**Cardin Mathieu<sup>1</sup>, Peyrie Firmin<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> setec diadès, [mathieu.cardin@setec.com](mailto:mathieu.cardin@setec.com)

<sup>2</sup> setec diadès, [firmin.peyrie@setec.com](mailto:firmin.peyrie@setec.com)

## Résumé

Les gestionnaires d'ouvrages d'art font face à un double défi : assurer la sécurité structurale d'un parc vieillissant, et contribuer à la réduction des impacts environnementaux, notamment des émissions de gaz à effet de serre. Ce défi s'inscrit dans un contexte contraint par les dotations budgétaires allouées à la maintenance de ce patrimoine.

Sur la base du seul critère financier, les solutions de démolition-reconstruction de ponts peuvent s'avérer compétitives budgétairement face aux opérations de réparation lourde.

A l'inverse, les impacts environnementaux des solutions de réparation peuvent être moindres, du fait de l'économie de matières premières en jeu.

L'objectif de la présente étude est de quantifier, et non plus d'intuiter, les impacts environnementaux comparés entre les solutions de démolition-reconstruction et de réparation.

L'étude porte sur le pont suspendu de Viterbe, d'une travée principale de 82 m, supportant une route départementale. Les solutions comparées sont trois solutions de réhabilitation du pont suspendu (limitation à 3,5 t / 12 t / 19 t) et deux solutions de démolition-reconstruction du tablier. Deux solutions de reconstruction sont étudiées : une solution économique de type bipoutre mixte, et une solution sans appui intermédiaire dans le cours d'eau, par arc et suspentes. Ces solutions de reconstruction sont elles aussi guidées par une recherche de sobriété de matières premières, avec la réutilisation des appuis existants.

L'étude est menée sur l'ensemble du cycle de vie, en se basant sur la série des normes ISO 14040 dans le respect de l'ISO 14044 : production, construction, utilisation et fin de vie sont analysées, en tenant compte des futures opérations de maintenance pendant les cent prochaines années (entretien de la protection anticorrosion, remplacement de la câblerie, rénovation des chaussées etc.).

Les données déclaratives environnementales (FDES / ISO 14025) des matériaux en jeu sont utilisées.

L'étude permet de conclure sur le gain significatif des solutions de réhabilitation, avec en particulier un impact en émissions carbone de l'ordre de 2,5 à 3 fois inférieur à celui des opérations de démolition-reconstruction du tablier.

Mots clés : Analyse de cycle de vie, pont suspendu, réhabilitation, impacts environnementaux, impact carbone, reconstruction.

# **1<sup>ère</sup> partie – Description des solutions de réparation et de remplacement du pont suspendu de Viterbe**

## **I. Contexte**

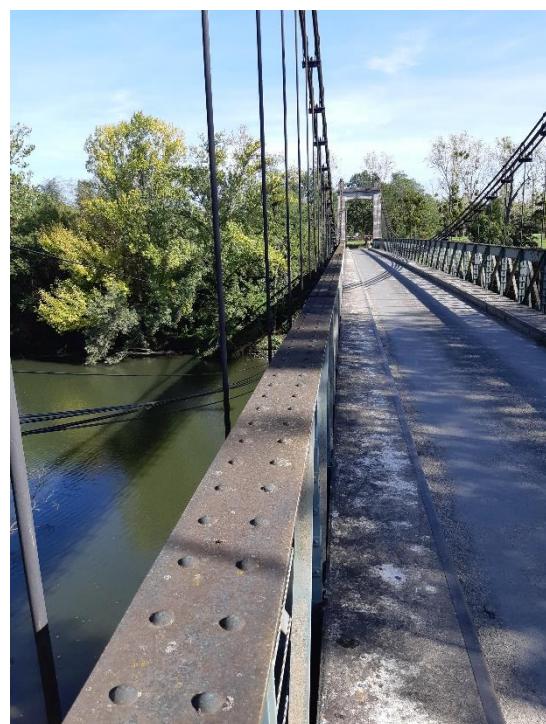
Le pont de Viterbe est un pont suspendu ancien, à poutres de rigidité, construit en 1931. Vieillissant, il appartient à cette famille d'ouvrage particulièrement sensible en raison des nombreuses pièces d'accastillage de petites dimensions successivement nécessaires dans la chaîne porteuse de l'ouvrage (étriers, culots, barres de suspentes, attaches, câbles, axes).

Constatant le mauvais état de la structure après l'inspection détaillée réalisée de 2019, la limitation de tonnage sur l'ouvrage a été portée de 12 tonnes à 3,5 tonnes.

Cet ouvrage porte une desserte modeste en trafic, mais avec des enjeux locaux relativement forts en raison du faible nombre de franchissement de l'Agout. D'un entretien complexe, cet ouvrage a été peu suivi, échappant par exemple à la campagne d'essais de résilience menée sur le parc de ponts à câbles français après l'effondrement du pont de Sully sur Loire en 1985.

Face à ces enjeux, et constatant par ailleurs la difficulté à faire respecter les limitations de tonnage sur l'ouvrage, le Conseil Départemental du Tarn gestionnaire du pont de Viterbe a engagé une étude de niveau Avant-Projet pour la réhabilitation du pont. A la remise de cette étude, et dans un contexte budgétaire contraint, la question de la subsistance du pont rénové, ou de son remplacement s'est posée avec acuité. Une étude préliminaire comparative entre les solutions de réhabilitation précédemment étudiées et des solutions de démolition-reconstruction a été engagée.

A l'occasion de cette étude préliminaire, il nous est apparu intéressant de quantifier l'impact environnemental des travaux de réhabilitation, puis de les comparer avec celui des solutions de démolition-reconstruction.



**Figure 55 : Pont de Viterbe [photos setec diadès]**

## II. Présentation de l'ouvrage étudié

### II.1. Le pont de Viterbe

Le pont de Viterbe est un pont suspendu à travée unique et à massifs poids, de 82 m de portée et d'une longueur totale entre massifs de 128 m.

Le tablier a une largeur fonctionnelle de 3,70 m. L'ouvrage supporte actuellement :

- une chaussée à une voie de 2,50 m de largeur seulement,
- des trottoirs de 0,60 m de largeur,
- des dispositifs de retenue en rive, constitués par des cordelles montées sur les poutres-treillis de rigidité de la structure,

Les poutres de rigidité ont un entraxe de 3,90 m, et les câbles porteurs et suspentes sont positionnés à l'arrière (entraxe de 4,60 m). Les câbles porteurs sont au nombre de 4 par nappe, de 50,7 mm de diamètre (127 fils), et sont déviés en tête de pylônes par des selles. Un cinquième câble est présent côté retenue, du fait de la proximité des massifs d'ancre avec les pylônes. Ces derniers sont en béton armé, et de hauteur limitée (8,70 m), compte-tenu de la portée modeste et de la flèche des câbles porteurs (8,10 m).

Ces derniers sont ancrés dans des massifs poids par l'intermédiaire d'un système culots-étriers-axes-charpente métallique noyée dans le béton.



Figure 56 : Ancrages des câbles de retenue sur massifs [photo setec diadès]

Les suspentes en barres sont disposées longitudinalement tous les 1,50 m, et fixées sous des pièces de pont de 4,90 m de longueur par des tiges filetées. La dalle de roulement est un hourdis en béton armé de 17 cm d'épaisseur moyenne, en appui sur les pièces de pont.

Les poutres de rigidité sont des treillis métalliques de 1,50 m de hauteur et de longueur de maille ; ces poutres sont constituées par des diagonales par plats en croix de Saint André, des montants en U, et des membrures supérieure et inférieure par plats et cornières. L'ensemble de la charpente métallique est riveté et boulonné.

## II.2. Le site et le contexte environnemental

Le pont suspendu de Viterbe porte la route départementale D149 reliant les communes de Viterbe et de Fiac, permettant ainsi le franchissement de la rivière de l'Agout, important affluent du Tarn.

Il est inscrit dans un site naturel avec des formations boisées présentes sur les deux rives, aux pentes assez abruptes de type substrat calcaire affleurant. La ripisylve y est bien installée et constituée d'un boisement dense de chênes pubescents en haut de berge et d'ormes champêtres et de frênes élevés à proximité de la rivière.

Ainsi la brèche créée par l'Agout est large et profonde. L'ambiance y est naturelle et marquée par la force des crues de cette rivière.



Figure 57 : L'Agout, vue depuis le pont [extrait Google Street View]

Le pont actuel limite l'impact hydraulique de l'ouvrage, puisque les appuis du pont sont situés hors lit mineur du cours d'eau. Le tablier actuel a été volontairement placé à une altitude supérieure au niveau du cours d'eau historique lors de la crue de 1930, qui a emporté le pont en arc tout juste construit.



Figure 58 : Ancien pont en arc de Viterbe, détruit par la crue de 1930 [Dossier communal synthétique des risques majeurs – Préfecture du Tarn]

L'Agout et sa ripisylve constituent des écosystèmes essentiels à la faune et la flore locale. La rivière constitue le seul véritable corridor écologique existant au niveau et à proximité de l'ouvrage pour franchir les barrières écologiques que sont la zone d'activité, la route nationale 126 et la voie ferrée.

Elle est également un réservoir de biodiversité aquatique d'ordre régional identifié au SRCE Midi-Pyrénées. L'Agout est notamment reconnue comme axe migrateur pour la faune piscicole migratrice.

## **II.3 L'état sanitaire du pont**

L'ouvrage est jugé en mauvais état suite à la dernière inspection détaillée. L'état visuel a de plus été complété par des investigations passées ou engagées pendant l'avant-projet de réhabilitation.

Les principales problématiques détectées sont :

- un déréglage de la suspension, avec un début de déversement sur les poutres amont et aval.
- une dégradation du dispositif anticorrosion des câbles porteurs, avec un enrouillement apparent.
- une dégradation du système anticorrosion des barres de suspentes, avec un début de perte de section localement.
- une usure marquée des dispositifs anti-soulèvement aux abouts.
- une dégradation de la protection anticorrosion de la charpente métallique, particulièrement marquée aux abouts de tablier ainsi que la détection d'amiante dans la peinture de la suspension, et de plomb dans la peinture de la charpente métallique.
- un manque d'alliage fusible sur le culot d'ancrage des câbles sur massifs (contrôle radiographique ancien en 1973).
- une fragilité au froid des suspentes (étiers et barres), et dans une moindre mesure des éléments constitutifs de la charpente métallique.

## **III. Solutions envisagées soumises à l'évaluation de l'impact environnemental**

### **III.1. Déconstruction de l'ouvrage**

Cette première solution consiste simplement à déposer la structure existante, sans reconstruction du pont.

Le programme de travaux consiste à déposer la suspension existante, le tablier et ses équipements, et à démolir les pylônes et massifs d'ancrage affleurant au niveau de la chaussée sur les accès. Il est enfin prévu de simples réaménagements pour empêcher la circulation sur les rampes d'accès, et des travaux de surface pour constituer des belvédères sur l'Agout.

Ces travaux de déconstruction sont également considérés comme préalables aux travaux de reconstruction de l'ouvrage, et intégrés dans l'évaluation des impacts environnementaux, en référence notamment au guide technique du CEREMA sur la démolition des ponts [4].



**Figure 59 : Déconstruction du tablier lors de la démolition du pont du gué de Sénac**

## III.2. Solutions de réhabilitation du pont

Les solutions de réhabilitation étudiées comprennent quatre scénarios d'exploitation fixés par le Maître d'Ouvrage en fonction des limitations de tonnage autorisées pour les véhicules : 19 t, 12 t, 3,5 t et un mode d'exploitation pour les modes doux uniquement.

Un recalculation complet de la structure a été mené afin de déterminer les besoins de renforcement ou de remplacement des composants structuraux pour supporter les charges, en complément de ceux dont l'état nécessite une réhabilitation.

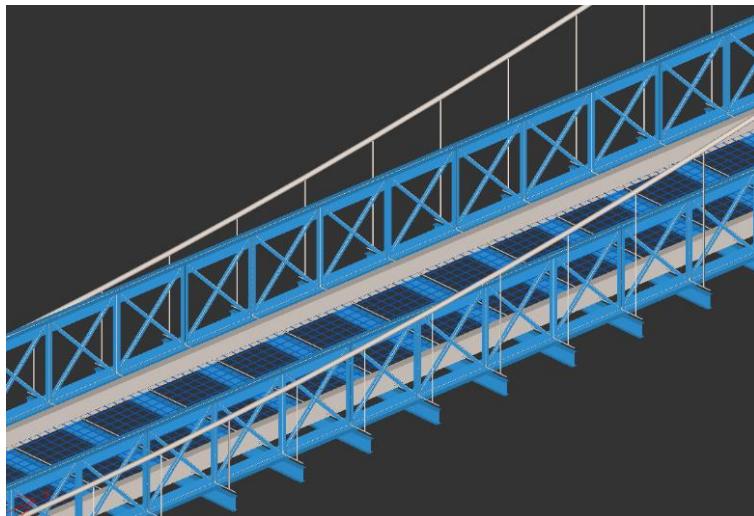


Figure 60 : Modèle de calcul de la structure existante [extrait du logiciel aux éléments finis Pythagore]

### A. Travaux indépendants de la charge d'exploitation

Un certain nombre de travaux sont nécessaires indépendamment de la limitation de tonnage, du fait de l'état de la structure.

Ainsi, des travaux de remise en peinture sont prévus sur l'ensemble de la charpente métallique. Ces travaux incluent un décapage préalable de la peinture par sablage. Les déchets générés par cette opération sont importants et ont été pris en considération dans l'étude (présence d'amiante dans la protection anti-corrosion des câbles et suspentes et présence de plomb dans la protection anti-corrosion de la charpente).

Le remplacement de l'enrobé et de l'étanchéité est également prévu sur le tablier de l'ouvrage ainsi que sur ses abords proches.

D'autres travaux d'impacts plus faibles sont également indispensables : remplacement d'une pièce de pont d'about, remplacement des joints de chaussée et des dispositifs anti-soulèvement qui se trouvent dans un état d'usure avancé notamment.

### B. Scénario 19 t

Pour permettre le passage des convois de 19 t en tout sécurité, l'étude conclut à la nécessité de remplacer impérativement certains éléments structurels de l'ouvrage, insuffisamment résistants, même à l'état sain. Les travaux comprennent notamment le remplacement des éléments suivants :

- Les câbles porteurs de l'ouvrage doivent être remplacés. La méthodologie de remplacement est basée sur la mise en œuvre d'une suspension provisoire avant transfert à la suspension neuve de remplacement (construction de massifs d'ancre provisoires) ; les impacts des ouvrages provisoires sont pris en compte dans l'analyse ;
- Les suspentes de l'ouvrage doivent être remplacées (charges d'exploitation ponctuelles supérieures aux charges de dimensionnement originelles) ;
- Les poutres de rigidités doivent être renforcées par l'ajout d'arc-boutants sur chaque pièce de pont et de renforts sur les membrures supérieures ;
- Les étriers d'ancre des câbles porteurs doivent être remplacés.

### **C. Scénario 12 t**

Les câbles porteurs actuels, dans l'hypothèse d'un état acceptable, seraient suffisants d'après les calculs pour reprendre les charges qui résultent du passage de convois de 12 t sur l'ouvrage. La solution intègre cependant un remplacement complet des câbles compte-tenu des auscultations électromagnétiques réalisées post-AVP sur ces éléments.

La suspension neuve présente une économie de matière par rapport à une réhabilitation pour 19 tonnes : le diamètre des câbles porteurs neufs de remplacement est estimé à 40 mm contre 45 mm pour la solution 19 t. Les suspentes actuelles, à remplacer, sont également optimisées (22 mm contre 24 mm).

### **D. Scénario 3,5 t**

Concernant la variante de réparation de l'ouvrage à 3.5 t, les besoins en travaux de renforcement sont limités sur la structure : les câbles porteurs, suspentes et poutres de rigidité actuels sont suffisamment dimensionnés pour reprendre les efforts qui résultent du passage des véhicules légers de 3.5 t sur l'ouvrage. Mais comme précédemment, le remplacement de la suspension est nécessaire à la suite des investigations (amorces de ruptures de fils internes sur câbles porteurs, fragilité des barres de suspentes).

Le remplacement intégral de la suspension est donc également prévu, mais avec des éléments de remplacement encore optimisés, du fait de la limitation de tonnage (diamètre des câbles = 36 mm, et diamètre des suspentes = 20 mm).



**Figure 61 : enrouillement des câbles porteurs [photo setec diadès]**

In fine, si les solutions 3,5 t, 12 t et 19 t s'avèrent assez peu différentes en réhabilitation car le remplacement de la suspension actuelle est rendu inéluctable par l'état et la criticité de la suspension actuelle, vieille de près de 90 ans).

Par conséquent et sous l'angle environnemental et de l'impact carbone, les solutions de réhabilitation diffèreront essentiellement entre elles du fait des économies de matières permises par l'abaissement de la charge d'exploitation, et l'optimisation du dimensionnement de la suspension.

### E. Scénario modes doux

Dans une perspective de limitation des coûts souhaité par le Maître d'Ouvrage, ce scénario consiste à rénover le pont suspendu actuel et à le rendre accessible uniquement aux piétons et cycles, mais de manière pérenne (remplacement de la suspension toujours nécessaire donc). La comparaison des charges réparties entre un chargement piéton sur l'ouvrage au sens du fascicule 61 titre II du CPC et les charges réparties en cas de limitation à 3,5 t de la note provisoire du SETRA de référence montrent qu'il est nécessaire de limiter la largeur chargeable sur le pont pour ne pas infliger des chargements piétons supérieurs à ceux d'une circulation automobile à 3,5 t.

Il est donc proposé dans cette solution de réduire la largeur utile à 2,0 m, au centre de l'ouvrage. Hormis les aménagements de surface, les travaux de réhabilitation considérés sont identiques à ceux du scénario 3,5 t.

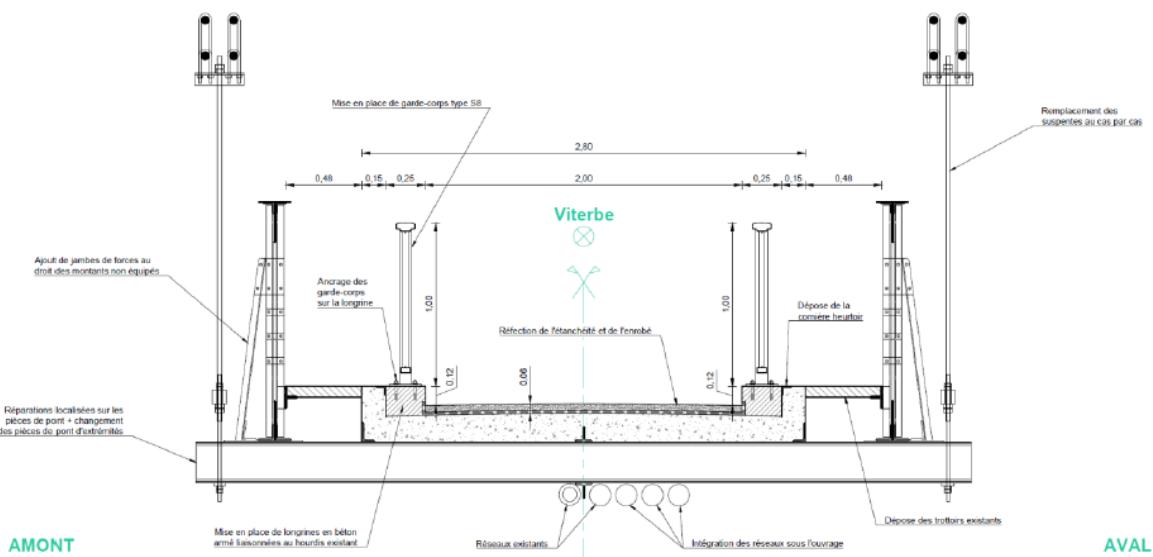


Figure 62 : profil en travers solution modes doux [setec diadès]

### III.3. Solutions de remplacement par ouvrage neuf

Deux solutions d'ouvrages neufs ont été étudiées : un ouvrage bipoutre mixte acier-béton et un pont en arc métallique.

Ces deux solutions sont prises en compte avec le parti de réutilisation des parties basses des pylônes actuels pour appuyer les nouvelles structures ; seules les parties hautes sont ainsi démolies (impact environnemental pris en compte).

Autre partie de conception : les tabliers neufs comportent deux chaussées de 3,00 m de large, et deux trottoirs dissymétriques de 0,60 m (service) et 1,40 m (PMR). Ils offrent donc une largeur fonctionnelle moderne (conforme aux règles de conception actuelles), et donc plus importante que le pont existant à voie unique et inaccessible aux PMR.

### A. Pont bipoutre

Le pont bipoutre conserve la longueur du pont suspendu existant, à savoir 82 m, mais à trois travées.

Le tablier est constitué de deux poutres métalliques, qui prennent appui sur les piles maçonées existantes constituant culées, au droit des jambes de pylône, et sur deux nouveaux appuis construits en rivière. L'entraxe des poutres est le même que celui des jambes du pylône, de façon à injecter les réactions d'appui au même endroit que précédemment. Un sommier avec mur garde-grève en béton armé est envisagé pour installer les nouveaux appareils d'appuis sous les poutres, et pour tenir les remblais d'accès. Le tablier a une hauteur variable, de 1,0 m sur culées (nécessité d'amincissement pour intégration des rampes et raccordement aux chaussées actuelles) à 1,40 m en travée centrale.

L'acier considéré est un acier-autopatinable, afin d'éviter des remises en peinture ultérieures.

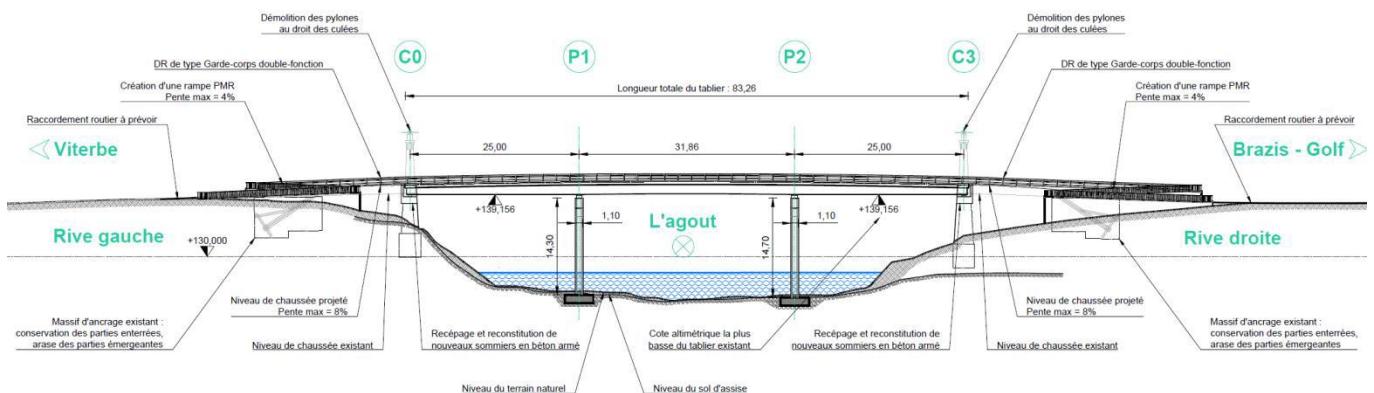
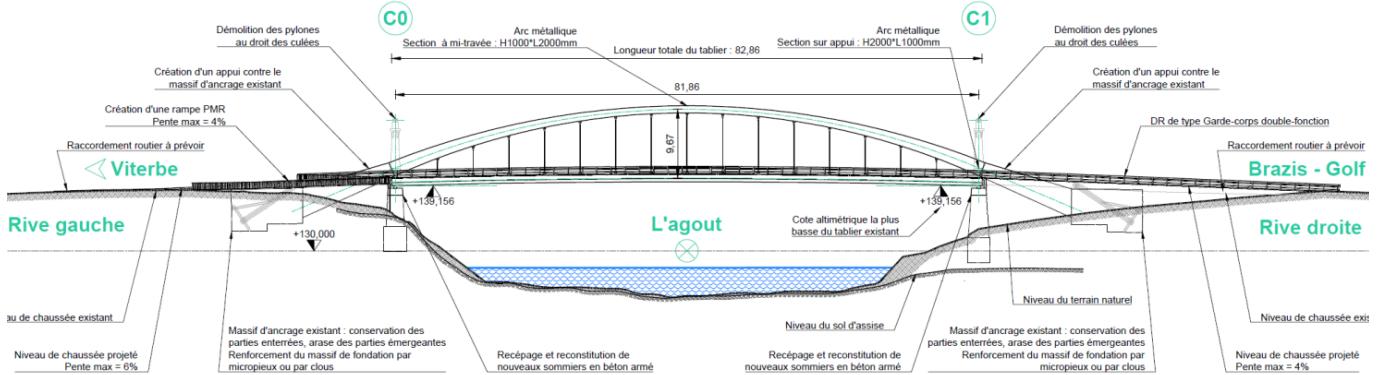


Figure 63 : coupe longitudinale de la solution bipoutre [setec diadès]

### B. Pont en arc

Le pont en arc conserve la travée du pont suspendu existant. Le tablier est constitué d'un caisson fermé en acier, prenant appui sur les piles maçonées existantes, au droit des jambes de pylône pour injecter les réactions d'appui au même endroit que précédemment. Un sommier en béton armé est envisagé pour installer les nouveaux appareils d'appuis sous le caisson. Les suspentes sont verticales et espacées de 5 m. L'arc est axial, unique, dans un plan vertical et non contreventé.

Le tablier mesure 1 m de hauteur et il est calé verticalement juste au-dessus du niveau de la crue historique, à l'instar du pont suspendu existant. La faible hauteur du tablier permet de faciliter le raccord avec la chaussée existante, en limitant les volumes de remblais à mettre en œuvre aux abords. Le profil en long est relevé d'environ 40 cm par rapport au profil en long existant.

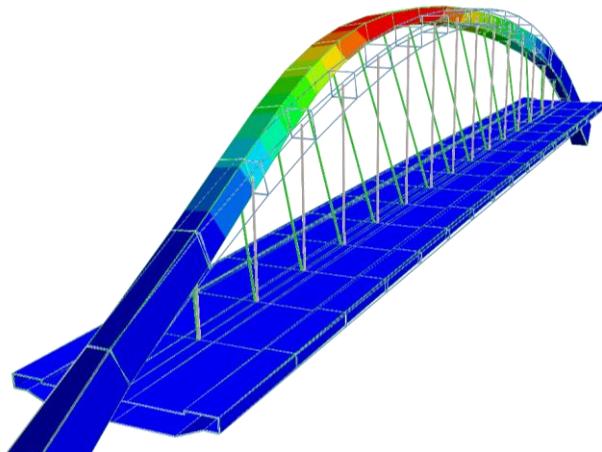


**Figure 64 : coupe longitudinale du pont en arc s'appuyant sur les massifs d'ancrage existants**

L'arc porteur est dissocié du tablier. Il est constitué d'un arc en acier de section 1 m x 2 m de hauteur à la naissance de l'arc, puis 2 m x 1 m de hauteur à la clé, avec une épaisseur de tôle de 20 mm. L'arc est fléché au 1/8, ce qui est quasiment la même valeur que la flèche du câble porteur du pont suspendu existant. La dimension transversale de l'arc en acier passe continument de 1 m de large en partie basse, à 2 m de large à la clef, afin de diminuer le risque de flambement hors plan de l'arc.

L'arc en acier prend appui sur des jambes en béton qui sont tangentes à la naissance de l'arc et qui descendent sous le niveau de la chaussée pour reporter la poussée de l'arc sur le massif d'ancrage existant. On réutilise le poids du massif d'ancrage pour ancrer la poussée de l'arc, qui est inclinée vers le bas et non vers le haut comme dans le pont suspendu. En mobilisant, le poids du massif, la butée à l'arrière et les frottements latéraux, on parvient à reprendre la poussée de l'arc.

L'ouvrage a été modélisé afin de valider le prédimensionnement et de quantifier le risque de flambement de l'arc. Nous vérifions à ce stade que le facteur critique du premier mode de flambement élastique est de l'ordre de 7.



**Figure 65 : prédimensionnement de l'ouvrage en arc [extrait du logiciel aux éléments finis Pythagore]**

Le prédimensionnement montre qu'un acier S235 pourra être utilisé pour l'arc en acier et le caisson du tablier. La rotation autour de l'axe longitudinal sous charges dissymétriques est maîtrisée par l'inertie de torsion du caisson fermé. Les suspentes sont des barres de 75 mm de diamètre en S355 avec des chapes aux deux extrémités.

## **2<sup>nde</sup> partie – Evaluation et comparaison de l'Analyse du Cycle de Vie des solutions de réparation et de remplacement du pont suspendu de Viterbe**

### **I. Démarche de calcul de l'impact environnemental**

Afin de comparer les différentes solutions de réhabilitation et de reconstruction sur l'aspect de l'impact carbone et plus généralement des impacts environnementaux, ceux-ci ont été évalués à travers un outil interne au groupe **setec** : l'outil **Calime (CALculateur d'IMpact Environnementaux)**.

Cet outil développé initialement pour la construction d'ouvrages d'art neuf a depuis été enrichi pour les projets de réparation/renforcement d'ouvrage d'art permet d'évaluer les impacts environnementaux des projets et de les comparer le cas échéant tout type de solutions (neuves ou déconstruction/reconstruction) pour un même ouvrage, en incluant les phases de déconstruction, et les opérations de maintenance / entretien ultérieur.

**Calime** est un outil basé sur la méthode de l'Analyse du Cycle de Vie (ACV). Il s'agit d'une méthode aboutie en matière d'évaluation globale et multicritère des impacts environnementaux.

Cette méthode normée permet d'estimer les flux de matières et d'énergies, ainsi que les impacts environnementaux potentiels d'un produit ou d'un service au cours de son cycle de vie.

Elle permet d'appréhender le risque d'un transfert de pollution dans le temps et dans l'espace avec l'évaluation multicritère des impacts et ceux tout au long de la durée de vie du service ou produit.

Une des spécificités de l'outil **Calime** est l'intégration des durées de vie résiduelles des ouvrages ou parties d'ouvrages existantes, et les besoins de rénovation / remplacement des équipements à durée de vie inférieure à l'ouvrage d'art. L'outil développé par setec diadès permet de présenter une approche long terme des impacts, au-delà des seuls impacts immédiats.

Bien que le fonctionnement de l'outil **Calime** et son utilisation soient basés sur la méthode de l'Analyse du Cycle de Vie et la série de norme régissant cette méthode, l'outil **Calime** reste un outil d'évaluation et de comparaison des impacts environnementaux de projet de génie-civil. Il ne permet pas de réaliser des ACV au sens normatif, mais de dégager des ordres de grandeur clairs sur les impacts environnementaux et de les comparer.

Les données environnementales utilisées dans l'outil **Calime** sont répertoriées dans une base de données en grande partie composée de Fiche de Déclaration Environnementale et Sanitaire (FDES). Ces FDES proviennent elles-mêmes de base de données qui se chargent de les publier (INIES, EPD®, EPD Institut Bauen und Umwelt e.V, etc.).

Des données environnementales issues de retours d'expérience et d'autres d'outils de calcul des impacts environnementaux internes à d'autres sociétés du groupe **setec** sont également utilisés (outils de calculs des impacts spécifiques aux travaux de terrassement ou de géotechnique par exemple).



Il a noté que l'étude a été réalisée en juillet/août 2022. Les données environnementales sur lesquelles reposent les calculs ont pu faire l'objet de mise à jour notamment en fonction de l'évolution des techniques de production et fabrication des matériaux (évolution dans la production de l'acier notamment).

## II. Evaluation des impacts environnementaux

### II.1. Définition du champ de l'étude

#### A. Champs de l'étude – Définition de l'unité fonctionnelle

Dans un premier temps, il a été défini de manière qualitative les éléments à prendre en compte dans l'évaluation des impacts environnementaux du projet. L'unité fonctionnelle de l'étude est définie par quatre composantes détaillées dans le tableau ci-après [3]:

**Tableau 10 : Définition de l'unité fonctionnelle pour l'évaluation des impacts environnementaux des différents scénarii**

Composantes de l'UF	Définition dans le cadre de l'analyse comparée des solutions de réhabilitation/remplacement du pont suspendu de Viterbe
Périmètre structurel	Ouvrage de franchissement avec une portée de 80 m pour les solutions de réhabilitations et la solution d'ouvrage neuf en arc métallique. L'ouvrage possède des appuis en rivière pour la solution d'ouvrage neuf bipoutre mixte. Les abords et les remblais contigus à l'ouvrage font partie du périmètre structurel.
Périmètre fonctionnel	Ouvrage permettant le franchissement de la rivière l'Agout entre les communes de Viterbe et Fiac dans le département du Tarn par une route départementale (trafic routier et modes doux).
Choix des étapes de l'ACV	Toutes les étapes du cycle de vie sont considérées : modules A1-A3 (étapes de production), modules A4-A5 (étapes du processus de construction), modules B1-B7 (étapes d'utilisation), modules C1-4 (étapes de fin de vie). Le module D (bénéfices et charges au-delà des frontières du système) n'est pas considéré dans l'étude, faute de données dans la majorité des FDES (Fiche de Déclaration Environnementale et Sanitaire).
Choix de la Durée de Vie de Référence (DVR)	<b>100 ans</b>

Il a donc été considéré dans l'étude l'ensemble des étapes du cycle de vie. C'est notamment le cas pour les différents matériaux mis en œuvre dont l'impact est évalué depuis l'extraction des matières premières jusqu'aux opérations de traitement des déchets et d'élimination en passant par exemple par le transport sur chantier et les opérations de maintenance.

En se basant sur la méthode de l'Analyse du Cycle de Vie, les différents indicateurs définis normativement sont étudiés.

La durée de vie de référence (DVR) est prise égale à **100 ans** correspondant à la durée de vie classique d'un ouvrage d'art neuf ou après une rénovation lourde. Comme décrit précédemment à travers la présentation des solutions de réhabilitation, il a été intégré pour celles-ci l'ensemble des opérations

d'entretien et de maintenance nécessaires sur toute la durée de vie considérée (remise en peinture de la suspension par exemple).

### ***B. Limites de l'étude***

Afin de répondre à l'objectif de l'étude et de dégager une tendance entre les solutions permettant leur comparaison, les impacts environnementaux sont définis par ordre de grandeur avec l'utilisation de données en grande partie génériques. La démarche est simplifiée sans l'utilisation de données spécifiquement définies ou évaluées pour ce projet. Ainsi, les éléments suivants n'ont pas été considérés à travers l'étude :

- Les interactions entre l'ouvrage et son environnement, ainsi que les impacts potentiels de l'ouvrage sur son environnement qui ne sont pas régis à travers les différentes normes d'Analyse du Cycle de Vie ne sont pas considérées dans cette analyse (impact sur la faune, la flore, le paysage et patrimoine à proximité).
- Les impacts du trafic circulant sur l'ouvrage ne sont pas évaluables à l'aide de l'outil. Ces impacts doivent être évalués à travers une étude socio-économique à part entière, incluant les reports modaux, les déviations / rallongements d'itinéraire, et les diminutions / augmentations de trafic associées.
- Les études et prestations intellectuelles liées à la réalisation des travaux, les opérations de surveillance et les opérations de « petit » entretien pendant toute la vie de l'ouvrage : inspections et visites, débroussaillage des abords, nettoyage de la chaussée sur l'ouvrage et les abords, remplacement de panneaux de signalisation aux abords. Les quelques retours d'expérience avec l'évaluation de ce type de prestation montrent que celles-ci sont négligeables sur le plan environnemental en comparaison à la réalisation des travaux.
- Les impacts environnementaux de certains procédés sont calculés uniquement sur le critère de l'impact carbone (= « changement climatique » au sens des normes ACV). Il s'agit notamment des travaux de terrassement pour chacun des scénarios et de la création des moyens d'accès provisoire pour la construction des ouvrages neufs (estacade, palées provisoires).

## **II.2. Phase d'inventaire du cycle de vie**

### ***A. Décomposition des postes en travaux***

L'inventaire du cycle de vie (ICV) consiste en la collecte de l'ensemble des données d'activités et de flux élémentaires afin de quantifier et de calculer dans un second temps les impacts environnementaux totaux du projet.

L'évaluation des impacts environnementaux des différents scénarii de travaux est décomposée en fonction des postes de travaux suivants :

- Poste 1 : Suspension (câbles porteurs + suspentes et pièces associées) ;
- Poste 2 : Tablier ;
- Poste 3 : Appuis et fondations ;
- Poste 4 : Aménagements aux abords, superstructures et équipements.

## **B. Inventaire du cycle de vie – Hypothèses prises en compte**

Les différents matériaux, procédés et quantités établies dans l'évaluation des impacts environnementaux sont issus d'un avant-métré d'un niveau de détail étude d'Avant-Projet.

Les principales hypothèses de l'étude ont été les suivantes :

- Le scénario de déconstruction définitive de l'ouvrage comprend l'évaluation des impacts environnementaux pour la déconstruction de l'ensemble de l'ouvrage ainsi que le traitement des déchets dont le traitement des déchets dangereux (câbles et suspentes avec une peinture amiantées). Les hypothèses et données utilisées pour la déconstruction de l'ouvrage pour les scénarios de construction d'un ouvrage neuf sont identiques à ce scénario.
- Les opérations d'entretien courant et d'entretien spécialisé sur toute la durée de vie de 100 ans de l'ouvrage ont donc été considérés dans l'étude :
  - o Pour les scénarios de réhabilitation et le scénario de reconstruction avec un pont en arc : remise en peinture des éléments métalliques sur toute la durée de vie de l'ouvrage. Pour la solution de reconstruction avec un ouvrage mixte, il a été considéré l'utilisation d'un acier autopatinable. La charpente ne nécessite donc pas de remise en peinture sur la durée de vie de l'ouvrage.
  - o Pour l'ensemble des scénarios, il a été considéré :
    - La remise en peinture des dispositifs de retenue et le remplacement de ceux-ci au bout de 50 ans ;
    - La réfection de l'étanchéité sur l'ouvrage tous les 40 ans ;
    - La réfection des enrobés sur l'ouvrage et aux abords tous les 20 ans.
- Les moyens d'accès provisoires lors des travaux tels que la création de l'estacade et l'utilisation de palées provisoires sont intégrés dans le poste de travaux relatif à l'utilisation du moyen d'accès.
- Pour les scénarios de reconstruction avec un ouvrage d'art neuf, il a été considéré l'utilisation d'un béton dit « bas-carbone » (béton avec un ciment de type CEM III-B). Ce béton a été considéré pour les différentes parties structurelles et non-structurelles des ouvrages :
  - o Hourdis béton, piles et culées pour la reconstruction avec un ouvrage mixte ;
  - o Naissances d'arc en béton et culées pour la reconstruction avec un pont en arc.

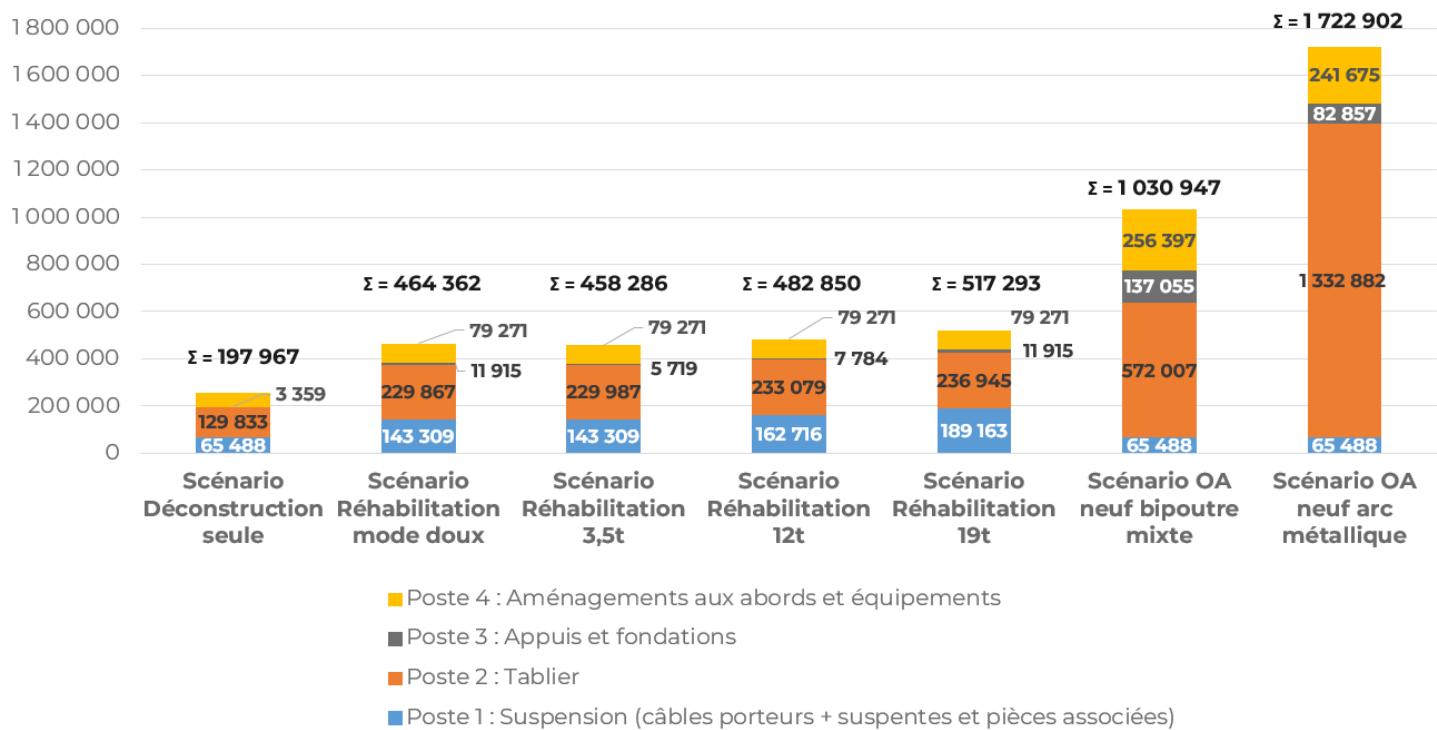
A l'issue de la phase d'inventaire du cycle de vie et de la définition des hypothèses, l'évaluation des impacts environnementaux consiste à obtenir les bilans des impacts environnementaux à l'aide des quantités et des données rentrées dans l'outil **Calime**.

## **III. Résultats de l'étude**

### **III.1. Etude de l'impact carbone**

L'impact carbone correspondant à l'impact « changement climatique » (en kg eq. CO<sub>2</sub>) de la méthode de l'Analyse du Cycle de Vie a été étudié de manière privilégiée à travers l'étude. Les impacts carbone pour chacun des scénarios sont détaillés sur le graphique ci-après.

## Impact « changement climatique » par poste de travaux [kg éq. CO<sub>2</sub> / UF]



**Figure 66 : Histogramme représentant l'impact carbone par poste de travaux pour les différents scénarios de l'étude**

Les résultats suivants peuvent être constatés :

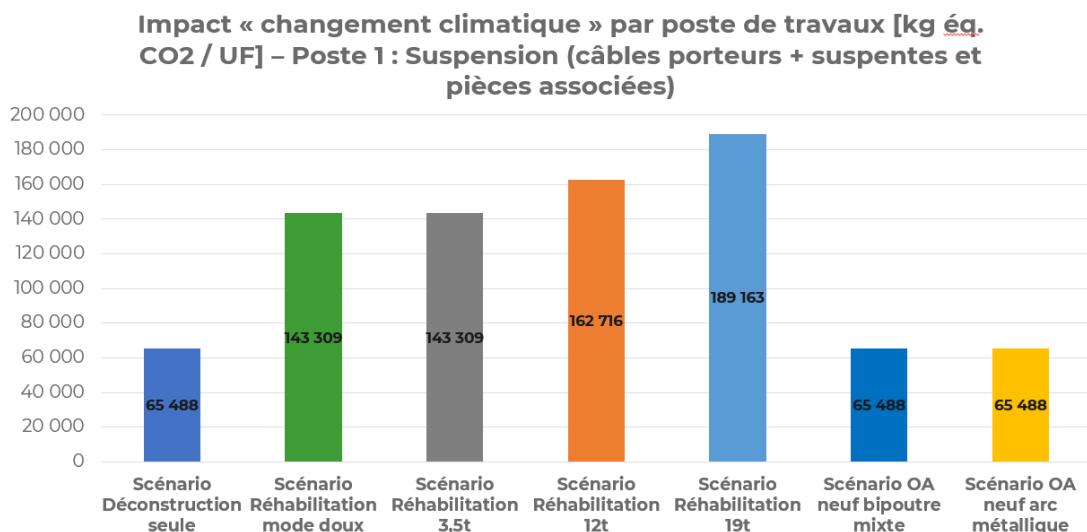
- Le scénario relatif à la déconstruction définitive de l'ouvrage a logiquement l'impact carbone le plus faible. Ce scénario comprend uniquement la dépose des matériaux constitutifs de l'ouvrage existant et leurs traitements en déchets. Le fait de déposer les éléments structuraux de l'ouvrage par tronçons (câbles, charpente) permet d'éviter un traitement des éléments amiantés sur site (traitement des déchets dangereux directement en usine de valorisation), réduisant ainsi les impacts en comparaison à une remise en peinture sur site.
- Les impacts des scénarios de réhabilitation sont relativement proches quel que soit le niveau de charge admissible sur l'ouvrage. Le remplacement des éléments de suspension en adéquation avec la charge admissible (optimisation des diamètres de câbles et suspentes) crée des différences limitées entre les solutions de réhabilitation. Les impacts des travaux de réhabilitation sont environ 2,7 fois supérieurs à ceux de la déconstruction de l'ouvrage.
- Pour le remplacement de l'ouvrage existant par des ouvrages neufs :
  - L'impact carbone pour le scénario avec la mise en œuvre d'un ouvrage de type bipoutre mixte est environ 2 fois supérieur à ceux des scénarios de réhabilitation. Le poste principal d'impact est celui du tablier avec la mise en œuvre de la charpente métallique, celle-ci représente 55% des impacts de ce scénario.

- L'impact carbone pour le scénario avec la solution d'un pont en arc est environ 3,2 fois supérieur aux scénarios de réhabilitation et 1,5 fois supérieur au scénario neuf de type bipoutre mixte. De manière identique au scénario neuf de type bipoutre mixte, le principal poste émissif est la mise en œuvre du tablier avec le caisson métallique et l'arc métallique. Le poste du tablier représente environ 78% des impacts du scénario.

Le poste de travaux 1 relatif à la suspension et le poste 2 relatif aux travaux du tablier sont les principaux postes d'émissions pour l'ensemble des scénarios.

Pour le poste relatif aux travaux de suspension, les impacts des solutions de reconstruction sont identiques à ceux du scénario de déconstruction seule : ils correspondent en effet à la déconstruction des éléments de suspension de l'ouvrage existant (câbles, suspentes et pièces annexes) puis à leur traitement en déchets (les suspentes neuves du pont en arc ont été comptabilisées dans le poste n°2).

Pour les solutions de réhabilitation, les impacts carbone diminuent en fonction des charges d'exploitation de la variante étudiée mais dans des proportions relativement faibles. Une optimisation de la taille des câbles et des suspentes et donc de la quantité de matière en fonction des variantes et des charges d'exploitation permet d'obtenir cette décroissance des impacts.

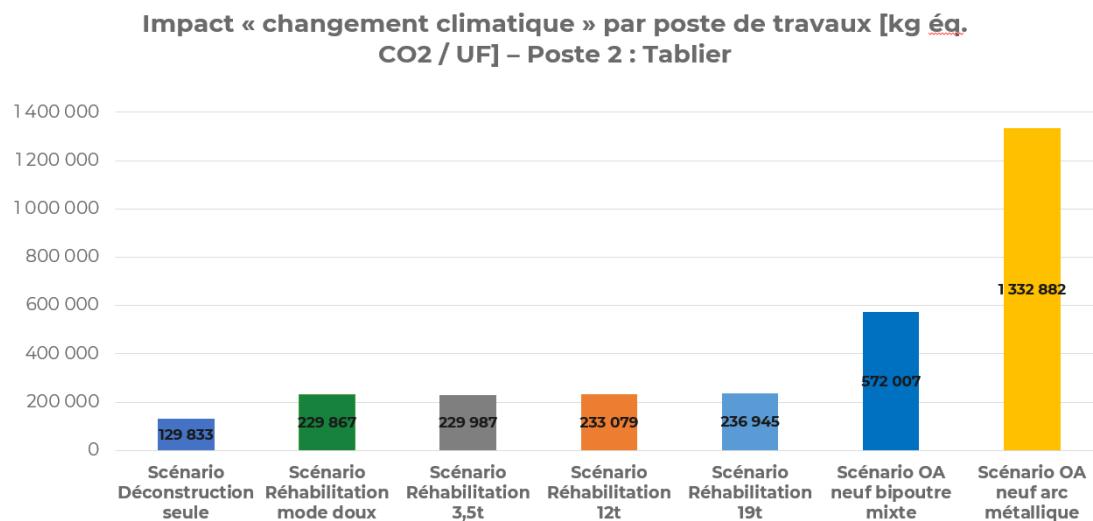


**Figure 67 : Impact carbone pour les travaux de suspension pour l'ensemble des scénarios**

Pour le poste n°2 concernant le tablier, nous obtenons la même tendance, avec pour les solutions de réhabilitation une légère décroissance des impacts en fonction des charges d'exploitation maximales admissibles (renforcement du houdis légèrement plus important pour la solution 19 tonnes par rapport à la solution 12 tonnes et idem pour les solutions 3,5 tonnes et mode doux).

La comparaison avec les solutions de remplacement est plus éloquente avec un impact environ 2,5 fois plus important pour le tablier neuf en bipoutre mixte et environ 5,8 fois plus important pour le pont en arc métallique. Cette tendance s'explique dans un premier temps par la génération d'une quantité importante de déchets avec la déconstruction du tablier existant. Dans un second temps, les solutions de reconstruction nécessitent la mise en œuvre de quantités importantes de matériaux nouveaux :

- Ouvrage bipoutre mixte : 111 tonnes d'acières de charpente soit un impact estimé à environ 338 tonnes équivalent CO<sub>2</sub> [FDES INIES fournie sous la responsabilité du CTICM en avril 2019].
- Pont en arc : 393 tonnes d'acières de charpente soit un impact estimé à environ 1 190 tonnes équivalent CO<sub>2</sub>.



**Figure 68 : Impact carbone pour les travaux du tablier pour l'ensemble des scénarios**

## III.2. Etudes des autres impacts environnementaux

### A. Indicateurs environnementaux de référence

L'analyse du cycle de vie (ACV), sur laquelle se base **Calime**, est un outil abouti en matière d'évaluation globale et multicritère des impacts environnementaux. Le graphique radar ci-après représente l'ensemble des indicateurs d'impacts environnementaux de référence au sens de la norme NF EN 15804+A1 (0 : impact nul / 1 : impact maximal entre les différentes variantes / entre 0 et 1 : calcul au prorata de la solution la plus impactante).

## (I) Impacts environnementaux

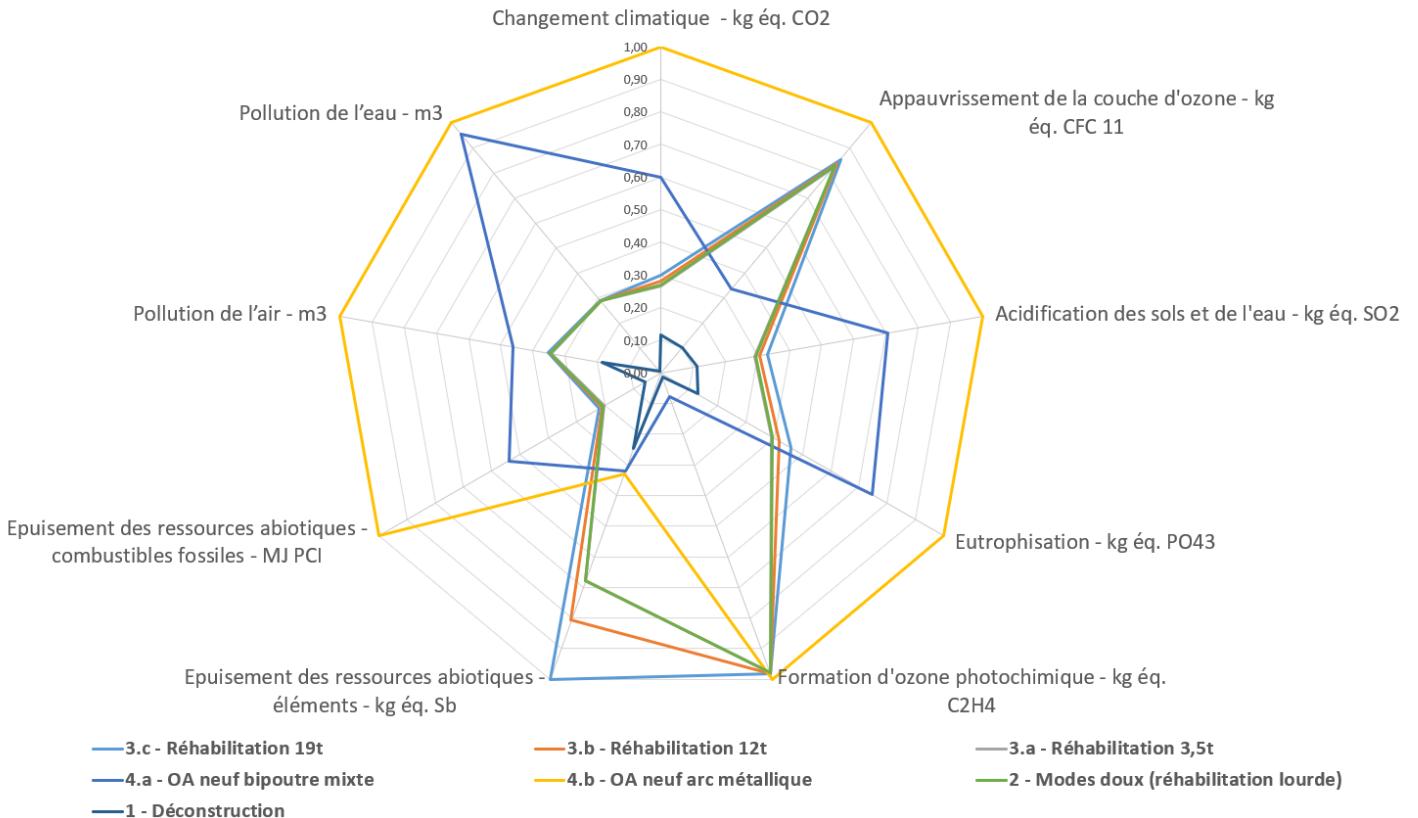


Figure 69 : Graphique radar avec les impacts environnementaux de référence pour chaque scénario

Les résultats pour chacun des indicateurs environnementaux de référence au sens de l'ACV ne présentent pas exactement la même tendance que l'impact carbone. Le scénario avec la construction d'un pont en arc reste la solution la plus impactante mais les écarts avec les autres scénarios et notamment les scénarios de réhabilitation sont réduits.

Les écarts entre les solutions de réhabilitation et les solutions de remplacement sont notamment réduits pour les impacts d'appauvrissement de la couche d'ozone et de la formation d'ozone photochimique.

Seul l'indicateur épuisement des ressources abiotiques est en la défaveur des solutions de réhabilitations, du fait de la mise en œuvre de nouveaux câbles porteurs et de câbles de retenue. Ces éléments en aciers à haute limite d'élasticité (1860 MPa) présentent pour cet indicateur un impact supérieur à des aciers classiques de structure (355 MPa) malgré la faible quantité mise en œuvre en comparaison à la masse des charpentes des solutions de remplacement.

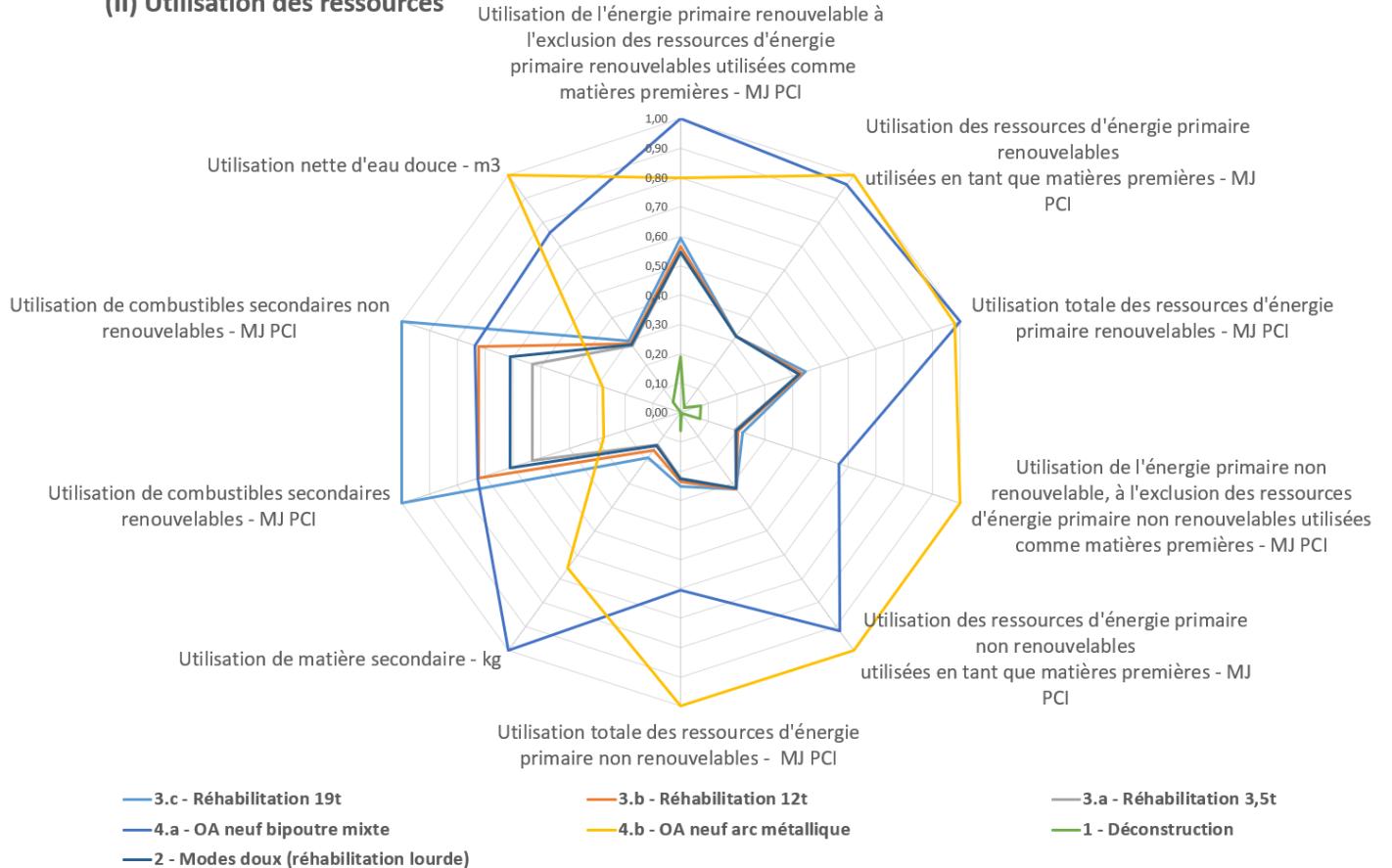
### B. Indicateurs d'Utilisation des ressources

La méthode ACV permet également d'étudier l'utilisation des ressources et des flux d'énergie à travers différents paramètres.

Les résultats obtenus pour les indicateurs d'utilisation des ressources sont moins significatifs en comparaison aux indicateurs de référence. Les écarts entre les solutions de réhabilitation et les solutions de remplacement sont réduits. La tendance reste tout de même identique à celle sur les indicateurs

environnementaux, avec respectivement des impacts d'utilisation des ressources supérieurs pour la solution arc, puis pour la solution bipoutre mixte, pour les solutions de réhabilitation et enfin la solution de déconstruction seule.

### (II) Utilisation des ressources

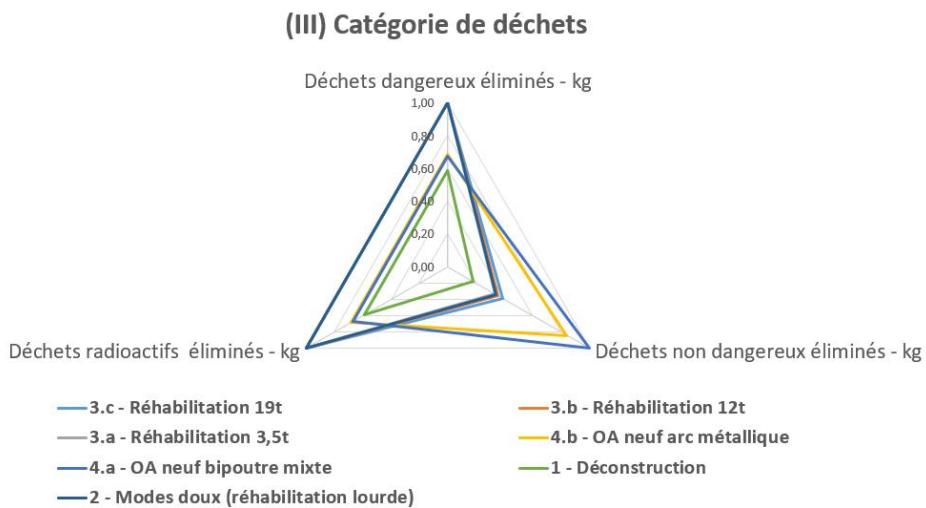


**Figure 70 : Graphique radar avec l'utilisation des ressources pour chaque scénario**

### C. Indicateurs de Catégories de déchets

La tendance générale est différente pour les indicateurs relatifs aux catégories de déchets. Les scénarios de réhabilitation présentent un impact supérieur pour la génération de déchets dangereux. Ce résultat s'explique par le traitement des éléments amiantés sur site alors que les éléments sont déposés par tronçons et traités directement en usine de valorisation pour les phases de déconstruction. La génération de déchets non-dangereux est directement proportionnelle à la quantité de matériaux mise en œuvre. Les scénarios de remplacement sont donc les plus impactants sur ce critère.

Le scénario de déconstruction seule reste inférieur aux autres scénarios pour les indicateurs relatifs aux déchets car celui-ci comprend uniquement la déconstruction de l'ouvrage existant. Alors que les autres scénarios comprennent en plus la déconstruction des nouveaux matériaux mis en œuvre lors des opérations d'entretien-maintenance ultérieures.



**Figure 71 : Graphique radar avec les catégories de déchets pour chaque scénario**

## IV. CONCLUSIONS

L'évaluation des impacts environnementaux des solutions de réhabilitation du pont de Viterbe, en comparaison aux solutions de démolition-reconstruction, démontre clairement le fort intérêt de la conservation, avec un impact carbone globalement 2 à 3 fois moins important que le remplacement.

L'étude démontre également qu'il n'y a pas de report d'impacts des solutions de réhabilitation sur d'autres critères environnementaux (autres pollutions, utilisation de ressources...). L'évaluation sur la durée de vie restante du pont, avec l'intégration des opérations futures d'entretien et de maintenance, permet également de justifier qu'il n'y a pas de report dans le temps, bien que la solution de pont à câbles de conception ancienne nécessite un entretien plus important que les solutions neuves.

On peut constater que ces conclusions sont similaires - et même relativement proches en ordre de grandeur - avec celles présentées dans une étude de l'impact carbone du pont suspendu de Clifton à Bristol [5]. Cette étude débouche elle aussi sur un gain carbone significatif de la stratégie de conservation-entretien-maintenance face à une stratégie de remplacement.

Dans le détail, un gain faible est constaté entre les solutions de réhabilitation selon le tonnage admis sur le pont réhabilité : cette conclusion semble spécifique à l'étude de cas de Viterbe, car le système porteur est ici à renouveler du fait de son état et non de son dimensionnement. Dans d'autres configurations, la conservation d'un système porteur permise par un abaissement du tonnage et une rénovation plus légère pourrait engendrer des gains encore plus significatifs.

Le scénario de déconstruction seule, également étudié, est d'évidence le plus sobre environnementalement du strict point de vue du Génie Civil. Il nécessiterait cependant d'évaluer les impacts reportés sur les usages (allongements de trajets), et poserait avec acuité la question de l'aménagement du territoire en l'absence de franchissement. A l'issue des études préliminaires et de l'analyse multicritères, le Maître d'Ouvrage s'est d'ailleurs orienté vers la conservation de l'ouvrage.

Ce cas d'application et le contexte général du vieillissement des infrastructures ouvre enfin la voie vers des évaluations systématiques des impacts environnementaux dans les analyses multicritères des projets de pont : elles quantifieraient mieux l'impact carbone, pour un arbitrage éclairé et potentiellement très favorable aux solutions de réhabilitation afin de répondre à l'urgence climatique.

## V. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SETRA, 2010. Guide technique - Ponts mixtes acier – béton. Guide de conception durable. Edition SETRA.
- [2] Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier, 2003. *Bulletin Ponts Métalliques n°22*. Edition Ateliers Donnadieu.
- [3] Cerema, 2010. Économie circulaire des matériaux et ouvrages du BTP - L'analyse de cycle de vie appliquée aux infrastructures de transport. Edition : Cerema. Collection : Références. ISBN : 978-2-37180-385-5.
- [4] CEREMA, 2018 Guide technique – Démolition des ponts et gestion de leurs déchets
- [5] Wood S.– Archer-Jones C. (June 2023). Carbon assessment – Operation, maintenance and use of the Clifton Suspension Bridge ([thestructuralengineer.org](http://thestructuralengineer.org)).

Normes Analyse du cycle de Vie :

- [6] AFNOR, 2006. ISO 14040 et NF EN ISO 14040, Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Principes et cadre.
- [7] AFNOR, 2006. ISO 14044 et NF EN ISO 14044, Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Exigences et lignes directrices.
- [8] AFNOR, 2010. NF EN ISO 14025, Marquages et déclarations environnementaux - Déclarations environnementales de type III - Principes et modes opératoires.
- [9] AFNOR, 2014. NF EN 15804+A1, Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction. Norme annulée et remplacée par la norme NF 15804+A2 en 2019

# Tenshield, une solution pour réduire l'impact carbone de vos structures

MERCIER J.<sup>1</sup>, CARRY A.<sup>2</sup>, GAILLET L.<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Freyssinet International et Cie, julien.mercier@freyssinet.com

<sup>2</sup> Freyssinet International et Cie, antoine.carry@freyssinet.com

<sup>3</sup> Université Gustave Eiffel, laurent.gaillet@univ-eiffel.fr

## Résumé

La loi relative à la transition énergétique pour la croissance verte du 17 août 2015 ainsi que les plans d'action qui l'accompagnent vont permettre à la France de contribuer plus efficacement à la lutte contre le dérèglement climatique. Vinci et Freyssinet accompagnent cette démarche en développant et proposant des solutions alternatives qui permettront de diminuer de 30 % à 40 % la consommation d'énergies fossiles et les émissions de gaz à effet de serre d'ici 2030.

Le béton précontraint par post tension utilise à ce jour des coulis de ciment conventionnels obtenus à partir de ciment CEM I pour les opérations de remplissage des câbles. L'impact carbone d'une structure précontrainte reste donc très dépendant de la part de ciment associé, à l'injection des câbles et à sa capacité à protéger durablement les éléments de tension. Freyssinet propose aujourd'hui une alternative bas carbone, exempte de ciment, pour l'injection des câbles de précontrainte assurant une protection des armatures actives.

La solution Tenshield, développée par Freyssinet en collaboration avec l'Université Gustave Eiffel, est une alternative aux coulis de ciment, pour faciliter et maîtriser les opérations d'injection des armatures de précontrainte, assurer la durabilité de la structure, en réduisant l'impact carbone du système précontraint d'environ 50%. La solution a été validée à l'échelle laboratoire en lien avec les critères des normes EN445 et EN447 puis éprouvée en condition réelle sur une maquette de 40 mètres de longueur puis un chantier pilote sur le pont de l'île de Ré.

## I. CONTEXTE et OBJECTIFS

Dans le domaine des ouvrages d'art, de génie civil, des bâtiments en béton précontraint, l'injection ou le remplissage des conduits de précontrainte intérieure adhérente au coulis de ciment représente la technique la plus communément utilisée jusqu'à présent pour assurer la protection contre la corrosion des armatures de précontrainte (en acier haute résistance). Ce moyen a également été mis en œuvre pour l'injection des câbles de précontrainte extérieure jusqu'à la fin des années 90 et a été banni en France début 2000 en raison de certaines pathologies de corrosion des armatures maintenant bien connues.

Les aciers de précontrainte doivent en effet être bien protégés contre la corrosion pour assurer leur pérennité dans le temps. Les observations faites sur certains câbles de précontrainte extérieure rompus montrent une corrosion progressive de l'acier aux endroits où le coulis fait défaut soit par sa composition ou par la qualité du remplissage en fonction notamment du tracé. Pour les coulis de ciment, l'absence de

remplissage ou la formation de pâte blanche provient généralement d'un manque de stabilité (filtration, sédimentation) du produit ou d'imperfections de remplissage durant l'opération d'injection.

L'utilisation actuelle des coulis de ciment comporte ainsi les difficultés suivantes :

- Une difficulté à bien injecter en fonction de la rhéologie et de la stabilité du produit, du tracé et des imperfections possibles de remplissage
- Une fluctuation de la rhéologie fonction de la source cimentaire, des conditions de stockage
- Une source d'approvisionnement en CEM I qui va progressivement s'éteindre à l'horizon 2030 et une matière première cimentaire qui génère 10% des émissions mondiales de CO<sub>2</sub>.

Les enjeux sont donc multiples par rapport à cet état de l'art :

- Améliorer la qualité et la maîtrise des injections et réduire le risque de pathologies futures sur les câbles de précontrainte et par voie de conséquence assurer la pérennité dans le temps des structures.
- Proposer une solution alternative au ciment CEM I
- Réduire de manière significative l'impact carbone des matériaux utilisés dans le génie civil, en particulier ici pour le remplissage des gaines de précontrainte par l'utilisation de matériaux alternatifs au CEM I bas carbone et par l'augmentation de la durabilité des structures



**Figure n°11 : Exemples de défauts de remplissage et formation de pâte blanche sur câble rempli de coulis de ciment**

## I.2 Solution alternative proposée

Freyssinet en collaboration avec l'Université Gustave Eiffel (UGE) a souhaité anticiper et proposer une solution alternative au coulis de ciment pour faciliter et maîtriser les opérations d'injection des armatures de précontrainte avec un impact carbone significativement réduit. Pour cela, les équipes techniques ont développé un nouveau produit de remplissage sans ciment baptisé « Tenshield ».

Il s'agit d'un matériau de la famille des géopolymères, qualifié de liant alcalin et produit à partir d'argiles calcinées et de résidus de process industriels. Une réaction proche des gels aluminosilicates entre des polyacides de silice et d'aluminium en milieu alcalin est obtenue après malaxage des constituants en poudres avec une solution activatrice liquide au moyen d'un turbo malaxeur.

Le produit développé a pour objectif de respecter les conditions majeures suivantes :

- a) Le remplissage des conduits : il doit se faire sans entraîner ni emprisonner d'air dans le conduit, particulièrement dans les points hauts ou derrière les ancrages, en conservant le plus possible les moyens et pratiques de mise en œuvre sur chantiers pour le coulis de ciment
- b) Coulis fluide : Il doit être suffisamment fluide pour être pompé et acheminé dans des flexibles, doit rester stable (faible sédimentation) et homogène (absence de ressage d'eau libre) avant et pendant la prise (maîtrise du ressage, de la sédimentation et de la filtration au travers des faisceaux de câbles)
- c) Coulis durci : Il doit être chimiquement stable et protecteur vis-à-vis de l'acier constitutif des câbles pendant la durée de service de l'ouvrage.

Ces trois points sont des éléments contradictoires pour la formulation d'un coulis et nécessite de trouver un compromis de formulation permettant de garantir le haut niveau de protection des câbles et la transmission des efforts pendant la durée de vie de la structure.

## **II. FORMULATION et EVALUATION LABORATOIRE**

### **II.1 Formulation**

Une cinquantaine de formules différentes ont été évaluées au total afin de trouver le meilleur compromis entre fluidité, résistance mécanique, durée pratique d'utilisation (DPU), coût. Les paramètres variables sont la nature des composants, leur provenance, leur ratio de mélange, le niveau de finesse des poudres. A l'issue de cette phase préliminaire, une formule principale permet d'obtenir le meilleur compromis et est retenue pour la suite de l'étude et caractérisation complète selon EN445 et EN447.

### **II.2 Caractérisation selon normes coulis de ciment pour la précontrainte**

L'analyse menée selon EN445 et EN447 (réf. [5] et [6]) distingue les essais sur produit frais (fluide) et ceux sur produit durci.

Essais réalisés sur produit frais :

- Suivi de fluidité au cône de Marsh diam.12.5mm\*
- Ressage et changement de volume sur tube d'1m (essai à la mèche)
- Injection d'un tube incliné

\*Nota : une adaptation à la norme est nécessaire en raison du caractère rhéologique différent du coulis Tenshield par rapport au coulis de ciment CEM I. Un diamètre de passage au cône de Marsh de 12,5mm est recommandé pour ces essais.



**Figure n°12 : Illustrations des essais réalisés sur produit frais**

#### Essais sur produit durci :

- Résistance mécanique en flexion / compression sur éprouvettes 4x4x16, à 7 et 28 jours
- Mesures de retrait sur éprouvettes 4x4x16 pendant 28 jours



**Figure n°13 : Illustrations des essais réalisés sur produit durci**

Les résultats obtenus sur la formule sélectionnée sont les suivants.

*Pour le produit fluide :*

Propriété	Résultat	Méthode d'essai
Fluidité à 20°C (temps d'écoulement au cône de Marsh)	$30s \leq t_0 \leq 45s$ , $t_{2h} \leq 60s$	EN 445 Cône de Marsh ( $\varnothing 12.5mm$ )
Ressuage à 20°C	$\leq 0.3\%$ après 1h et 3h	EN 445 – tube d'1m
Tube incliné	Vide à 24h $<0.3\%$ du volume initial de coulis	EN 445 – tube incliné
Changement de volume	$-1\% \leq$ changement de volume $\leq 0\%$ après 1h, 3h et 24h	EN 445 - tube d'1m

Pour le produit durci :

Propriété	Résultat	Méthode d'essai
Résistance à la flexion	$\geq 4 \text{ MPa}$	EN 445
Résistance à la compression	$\geq 25 \text{ MPa à 28j}$	EN 196-1
Absorption par capillarité	$< 1.0 \text{ g/cm}^2$	P18-364
Retrait	$< 2800\mu\text{m/m}$	EN 445 – tube d'1m

#### Injection de tube incliné :

Les principales observations et conclusions sont les suivantes et démontrent une conformité aux critères de la norme EN447 :

- Durée d'injection de 2 minutes, sans montée en pression induite par la fluidité plus faible du produit
- Très bon remplissage du câble observée après auscultation à 24h en partie courante et sur toute la longueur ainsi qu'au point haut, avec un vide mesuré de seulement 4mL très inférieur au critère limite de la norme, et inférieur au résultat obtenu en coulis de ciment (10 à 20mL).



Figure n°14 : illustrations des essais de tube incliné

Les différents résultats obtenus apparaissent conformes aux performances requises par les normes EN445 et EN447. La capacité d'injection à échelle 1 et caractéristiques après durcissement sont également démontrées.

### II.3 Capacité de protection des câbles

La corrosion sous contrainte est un type particulier de corrosion qui peut se manifester lorsque trois facteurs agissent en synergie : la contrainte mécanique, l'environnement et la sensibilité du matériau. L'essai de traction lente, bien que plus sévère et éloigné des conditions de service présente l'avantage

d'être plus discriminant et riche en paramètres mécaniques mesurés ( $R_m$ , Agt, striction, comparaison milieu testé/air).

L'essai est réalisé sur bâti d'essai spécifique constitué d'une structure tubulaire rigide munie d'un vérin en partie haute. La vitesse de déformation choisie est de  $5 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ , basée sur la norme NF A05-304 et se situe dans la gamme des vitesses usuelles en traction lente ( $10^{-5}$ - $10^{-7} \text{ s}^{-1}$ ), tel que déjà considéré dans les études [1] à [3]. Un fil de toron de précontrainte est immergé dans la solution à l'aide d'une cellule de corrosion.

Une comparaison est réalisée entre 4 milieux différents, proposés à la suite d'une analyse ICP des différents coulis, avec 3 essais pour chacun :

- Milieu air de référence
- Solution synthétique de référence coulis de ciment CEM I : pH = 12.6 / NaOH et Na<sup>2</sup>SO<sub>4</sub>
- Solution synthétique de Tenshield : pH = 13.2 / NaOH et Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>
- Solution très haut pH : pH=13.9 / NaOH et Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> (\*)

(\*) Cette dernière solution à très haut pH est proposée pour représenter une solution de Tenshield qui n'aurait pas subi de carbonatation (cas enveloppe le plus défavorable).

Une analyse du faciès de rupture de l'acier est également menée à l'issue des essais.

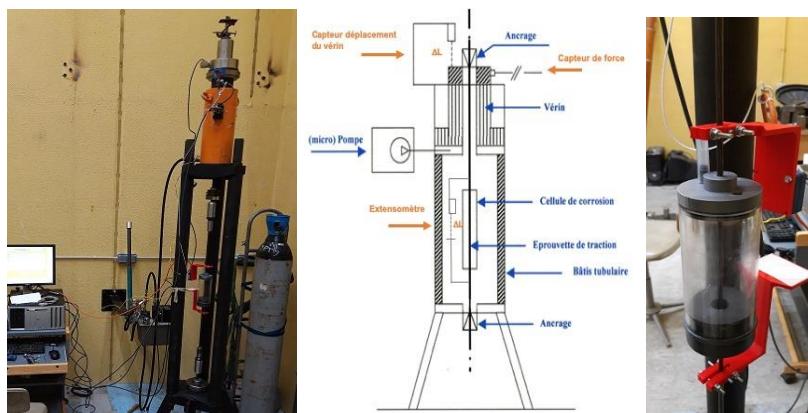


Figure n°15 : bâti de traction lente et cellule de corrosion

Les résultats et observations sont les suivants.

Solution	pH	F <sub>max</sub> (kN)	Agt (%)	Z (%)
Reference : air	--	45,61	5,38	17
Ciment CEM I	12.6	44,88	5,05	22
Tenshield solution	13.2	45,29	5,45	22
Solution très haut pH	13.9	45,10	5,22	25

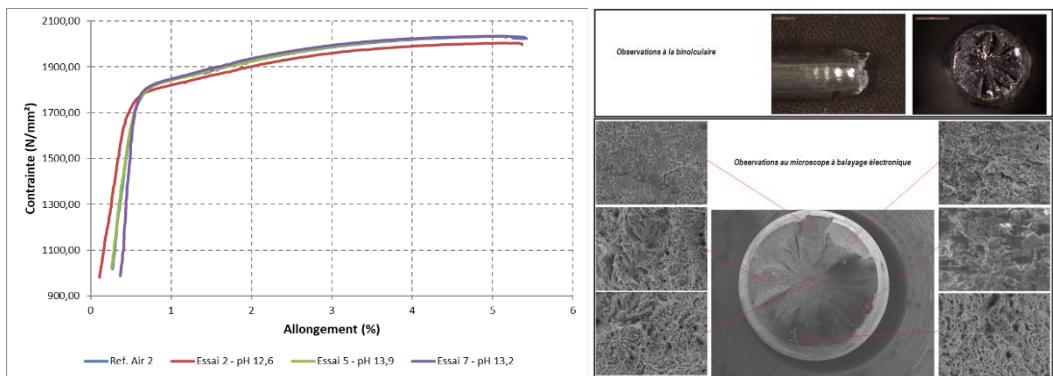


Figure n°16 : résultats des essais de traction lente

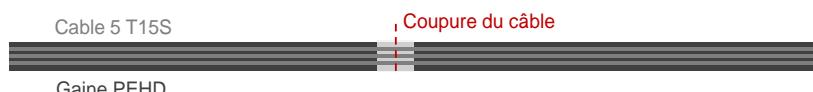
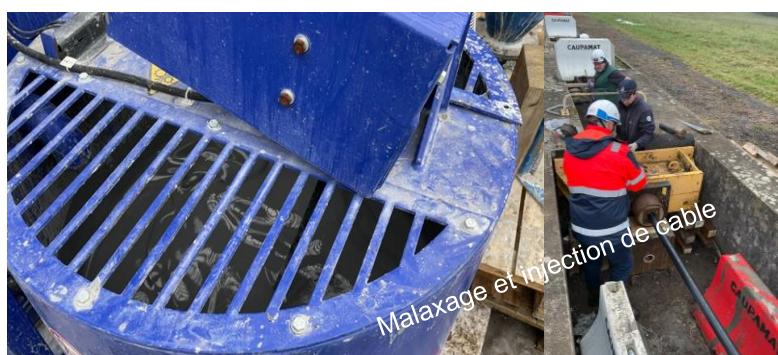
Pour l'ensemble des solutions testées et représentatives de coulis Tenshield et coulis de ciment CEM I, les caractéristiques mécaniques des fils (force et allongement à rupture et striction) ne sont pas affectées. Les ruptures sont toutes de type ductile à cupules en « cup & cône » et aucune plage fragile n'est observée, même à l'échelle microscopique.

Ainsi, on peut en déduire que les différentes solutions évaluées n'ont pas d'influence nocive sur les aciers de précontrainte dans le cas d'un essai de traction lente « standardisé » (vitesse de déformation donnée, milieu sans oxygène, température ambiante) mené suivant des conditions proches de celles préconisées dans la norme NF A05-304 pour la certification des armatures de précontrainte.

### III. MAQUETTE ECHELLE 1 ET CAPACITE D'ANCRAGE

Un essai échelle 1 a été réalisé à l'UGE de Nantes sur un câble 5T15S dans une gaine PEHD de 45m de longueur pour vérifier le comportement en adhérence aux armatures de précontrainte, en complément des travaux menés en 2021-2022 avec l'ASFA [4].

Un câble est injecté au coulis Tenshield et comparé à deux câbles témoin injectés au coulis de ciment CEM I. Après durcissement, une découpe mécanique des fils de torons en partie courante est réalisée pour simuler des dégradations résultant de corrosion. La découpe est progressive toron par toron ou alternée sur 3 torons, puis une analyse des évolutions de tension et report d'effort et capacité de réancrage est réalisée.

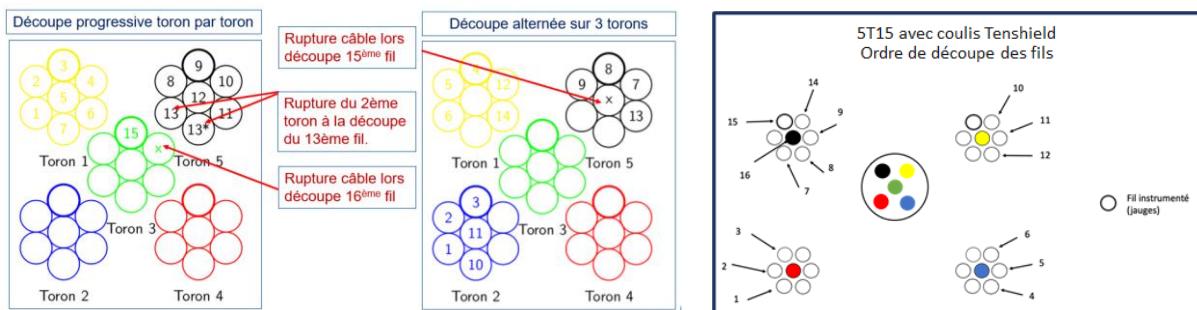
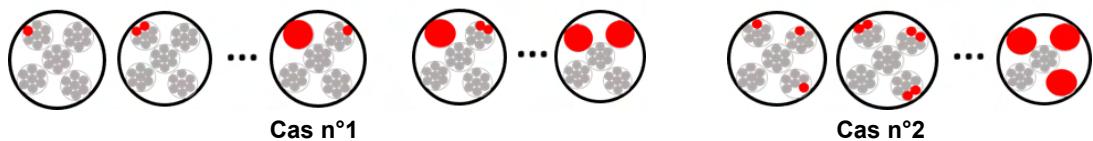




**Figure n°17 : Opération d'injection puis découpe de toron sur câble 45m de longueur**

1er cas : découpe progressive fil par fil sur 1 toron jusqu'à sa rupture, puis sur un autre toron, jusqu'à rupture du câble

2ème cas : découpe alternée de fils sur 3 torons en cherchant le même niveau de dégradation (cas de corrosion affectant plusieurs torons)



**Figure n°18 : Phasage de découpe des deux cas étudiés**

L'évolution de tension dans le câble en fonction du nombre progressif de fils coupés est représentée sur le graphe suivant.



### **Figure n°19 : Résultats des mesures au cours de la découpe des fils**

Les mesures permettent d'arriver aux conclusions suivantes :

- le comportement est similaire entre le coulis de ciment et le coulis Tenshield
  - le report d'efforts suite à la rupture d'un fil se fait sur la totalité du câble et non sur le seul toron concerné

## IV. PROJET PILOTE – VIADUC DE L'ILE DE RE

La solution a été mise en œuvre sur le pont de l'Île de Ré en 2022 avec l'injection d'un câble de précontrainte extérieure pilote de 170 mètres de longueur et constitué de 16 torons gainés graissés dans une gaine  $\Phi 110\text{mm}$  (préalablement injectés avant mise en tension). La capacité de mise en œuvre et qualité de remplissage a ainsi été démontrée et comparée à l'état de l'art en coulis de ciment.

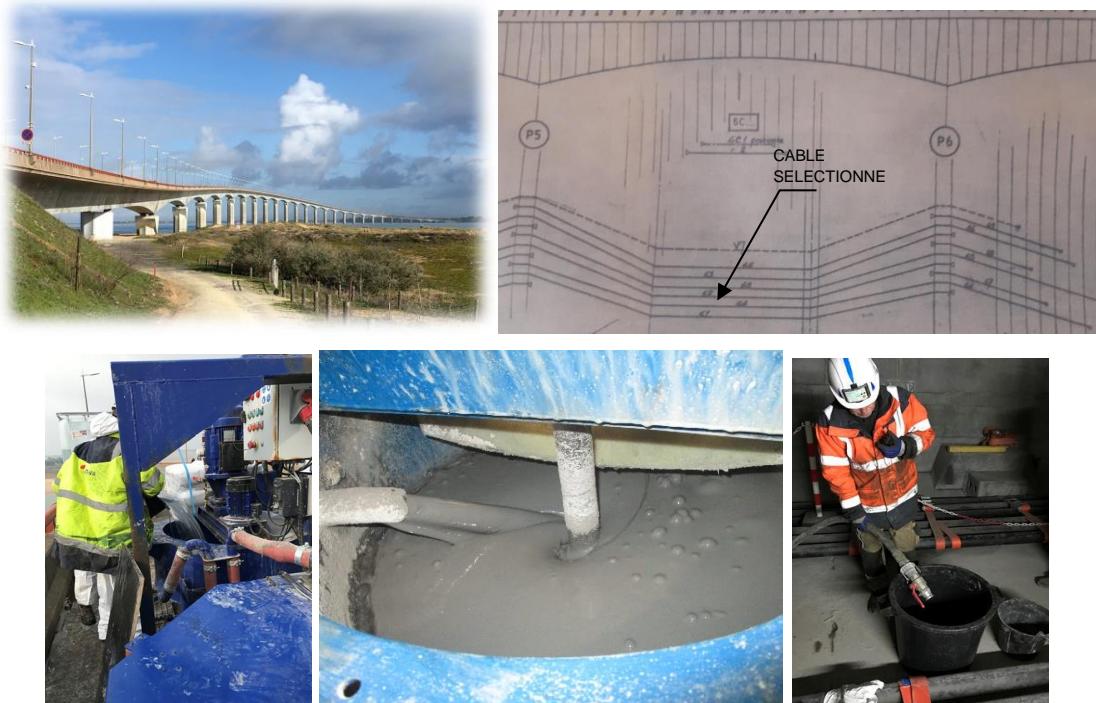


Figure n°20 : Injection de câble sur pont de l'Île de Ré

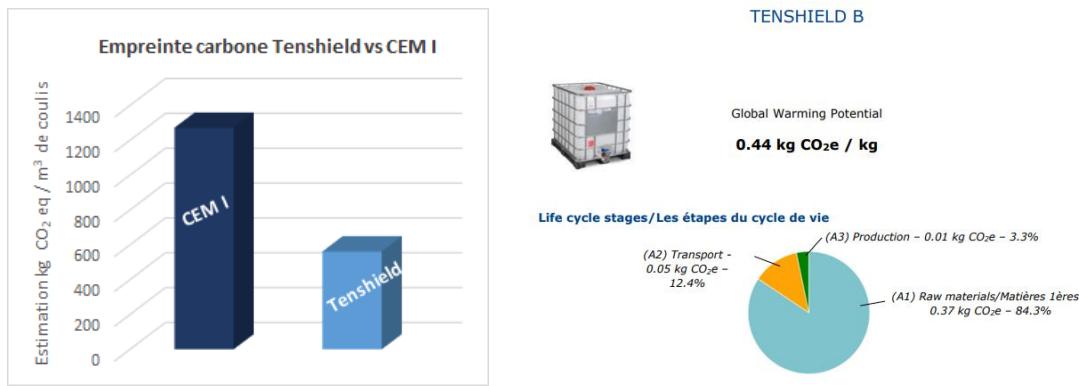
L'injection d'un volume total de 700 litres a été réalisée avec succès, avec une durée de 29 minutes environ. Cette opération a permis de confirmer les points suivants :

- Le coulis Tenshield permet d'injecter des conduits de précontrainte de grande longueur
- La pression en fin d'injection obtenue en entrée de conduit (7 bar) est compatible avec les moyens de pompage disponibles,
- Le type de malaxeur et pompe employés pour l'injection de coulis de ciment est compatible avec la production du produit en question.

## V. ANALYSE ENVIRONNEMENTALE

Une fiche de données environnementale (EPD) a été réalisée afin d'estimer l'impact environnemental de la solution Tenshield et la comparer à une solution en coulis CEM I. Elle intègre la part matières premières, transport et production. Elle est estimée à partir des données issues des fournisseurs de matière première ainsi que des bases de données Ecoinvent 3.6 et One Click LCA, en accord avec les standards EN 15804+A2 et ISO 14025.

Il apparaît un bilan CO<sub>2</sub> nettement amélioré par rapport à une solution en coulis de ciment CEM I, de 40 à 60% en fonction des sites de production, ratios de mélange retenus et distances de transport notamment.



\*données pour ciment CEM I issues de France Ciment (mars 2024), fiche Diogen AFGC et fournisseurs Freyssinet

**Figure n°21 : Analyse EPD et comparaison Tenshield vs coulis de ciment CEM I**

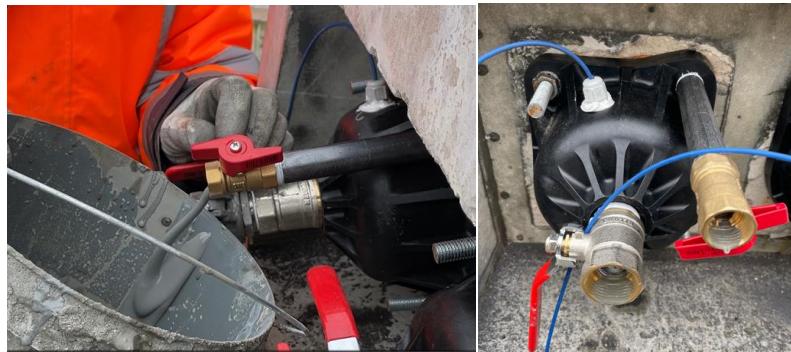
## VI. DURABILITE ET TENUE LONG TERME

Une expérimentation a démarré le 18/11/2024 sur maquette échelle 1 sur trois poutres de 10 mètres de longueur précontraintes et injectées au coulis. Chaque poutre est précontrainte par 2 câbles 5C15 avec un tracé représentant des points hauts et déviations. Pour chaque poutre, un câble est injecté au coulis Tenshield et l'autre au coulis CEM I.

Une instrumentation multiple est mise en place sur chacune des poutres (fibres optiques, suivi de corrosion, températures, corde vibrante...) pour permettre un suivi pendant une durée de 5 ans de l'évolution des caractéristiques des poutres, des câbles et des coulis de remplissage. Au total, 25 capteurs ou moyens de mesure par poutre et 30 essais destructifs sont envisagés. Les poutres seront soumises aux conditions environnementales réelles sur site, avec également des points singuliers permettant des infiltrations d'eau salée afin d'accélérer les phénomènes de vieillissement.

Le programme de vieillissement est prévu pour une durée de 5 ans minimum.





**Figure n°22 : Mise en œuvre et injection de coulis Tenshield et coulis de ciment CEM I**

## VII. CONCLUSIONS

Par transposition des normes EN445, EN446 et EN447 pour les coulis de ciment, la solution Tenshield a été évaluée en termes de production, d'injectabilité et de performance après durcissement, à l'échelle laboratoire puis sur maquette échelle 1. Un chantier pilote a enfin été réalisé sur le pont de l'île de Ré sur un cable de grande longueur. Offrant une réduction de 40 à 60 % en termes d'équivalent CO<sub>2</sub> par rapport à un coulis de ciment classique, tout en garantissant une injection régulière et maîtrisée des conduits, une protection efficace des armatures contre la corrosion et le scellement satisfaisant du câble à la gaine, Tenshield apparaît comme une solution adaptée pour réduire l'impact carbone des structures de Génie Civil.

De prochaines opérations sont prévues en 2025 sur des applications bâtiment et également Ouvrages d'Art dans le cadre du projet CIRR labélisé en 2023 par le Cerema.

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. Raharinaivo, L. Gaillet, towards a new stress corrosion test applicable to prestressing steels, COST 534 Meeting, Milan, 26-27 November 2006
- [2] E. Blactot, L. Gaillet, T. Chaussadent, Investigation of some parameters on stress corrosion cracking of steel in prestressed concrete structures, EUROCORR 2008, 7-11 September 2008, Edinburgh, 2008.
- [3] NF A05-304 Mars 2019 : Aciers à haute résistance pour ouvrages de génie civil - Évaluation par l'essai de traction lente de l'effet fragilisant d'un milieu
- [4] Y. Jeanjean Sanef, L. Gaillet, J. Aparicio, Etude expérimentale de rupture de câbles de précontrainte injectés au coulis de ciment : le réancrage Colloque Le Pont 2022
- [5] NF EN445 Grout for prestressing tendons - Test methods
- [6] NF EN447 Grout for prestressing tendons - Basic requirements
- [7] ETAG 013, Guideline for the European Technical Approval of post-tensioning kits for prestressing of structures.

# LES ARMATURES DE PRECONTRAINTE ET LEURS IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DANS LE CONTEXTE FRANCAIS

**DESBOIS Tiffany<sup>1</sup>, PERIER Virginie<sup>2</sup>, FERAILLE Adélaïde<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> Cerema Ouest, 5 rue Jules Vallès, 22015 Saint-Brieuc Cedex 2. tiffany.desbois@cerema.fr

<sup>2</sup> Cerema Sud-Ouest, 24 rue Carton. 33200 Bordeaux, virginie.perier@cerema.fr

<sup>3</sup> Laboratoire Navier, ENPC, 6-8 av Blaise Pascal, Cité Descartes, 77455 Marne La Vallée, Cedex 2

## Résumé

Les données environnementales des matériaux peuvent provenir de différentes sources : bases de données environnementales, déclarations environnementales de produits (DEP), Environmental Product Declaration (EPD), etc. Néanmoins, ces sources sont parfois très générales (dans des bases de données environnementales) ou très précises (via des sites où sont accessibles des DEP et EPD). Le groupe de travail DIOGEN (Données d'Impact pour les Ouvrages de GENie civil) de l'Association Française de Génie Civil a pour objectif de fournir une base de données environnementales des matériaux de construction utilisés dans le domaine du génie civil sur le territoire français. Une méthodologie a été développée pour établir des fiches de données des impacts environnementaux de la production des matériaux selon la norme NF EN 15804+A2 et donner une cotation à ces données.

Les armatures de précontrainte utilisées en France proviennent de fournisseurs implantés en Europe et dans le monde. Certains fournisseurs ont élaboré leurs EPD et ont proposé des fiches différentes selon le mix énergétique utilisé. Une analyse de ces EPD a été effectuée et a permis d'établir des fiches DIOGEN. Une fiche avec des données moyennées a également été produite afin de pouvoir être utilisée lors de calculs des impacts environnementaux d'un ouvrage d'art en phase amont, c'est-à-dire au moment où la provenance précise des matériaux n'est pas connue.

Après une présentation de la méthodologie d'Analyse de Cycle de Vie, cet article décrira la base de données DIOGEN et détaillera les fiches relatives aux armatures de précontraintes et leur utilisation via l'outil de calculs des impacts environnementaux de construction d'ouvrages d'art courants : CIOGEN (Calcul des Impacts des Ouvrages de GENie civil).

# I. CONTEXTE METHODOLOGIQUE

## I.1 La méthode d'Analyse du Cycle de Vie

L'analyse du cycle de vie (ACV) est une méthode normalisée dont le cadre général et les lignes directrices sont fixés par les normes internationales ISO 14040 [1] et ISO 14044 [2]. Elle permet d'estimer les flux de matières et d'énergies, ainsi que les impacts environnementaux potentiels d'un produit ou d'un service au cours de son cycle de vie et donc de relier les procédés technologiques et leurs effets sur l'environnement [6].

Cette méthode repose sur trois principes de base :

- Il s'agit d'une analyse fonctionnelle rapportant le calcul des émissions, extractions et impacts associés à une fonction clairement définie ;
- Elle est multi-critères, permettant de calculer différents types d'impacts environnementaux (changement climatique, santé humaine, ressources, ...);
- Elle est multi-étapes.

Les résultats d'une ACV sont exprimés en termes d'impacts potentiels sur l'environnement générés tout au long du cycle de vie, et ils sont rapportés à une unité fonctionnelle intégrant une durée de vie. L'unité fonctionnelle est donc l'unité de compte à laquelle va se référer l'ACV. Elle doit être définie avec précision et en cohérence avec les objectifs et le champ d'étude car toutes les données d'entrée et de sortie du système ainsi que les flux lui sont affectés. Il faut également garder en mémoire le fait que sa définition se fait en vue d'une analyse comparative ; en effet une ACV est destinée à évaluer des scenarii alternatifs d'un point de vue environnemental.

Réaliser une ACV permet ainsi d'évaluer l'impact environnemental global du système étudié rapporté à l'unité fonctionnelle préalablement définie, en suivant la méthodologie décrite dans les normes ISO 14040 [1] et ISO 14044 [2]. C'est un processus itératif qui se décompose en 4 phases (Figure 1).

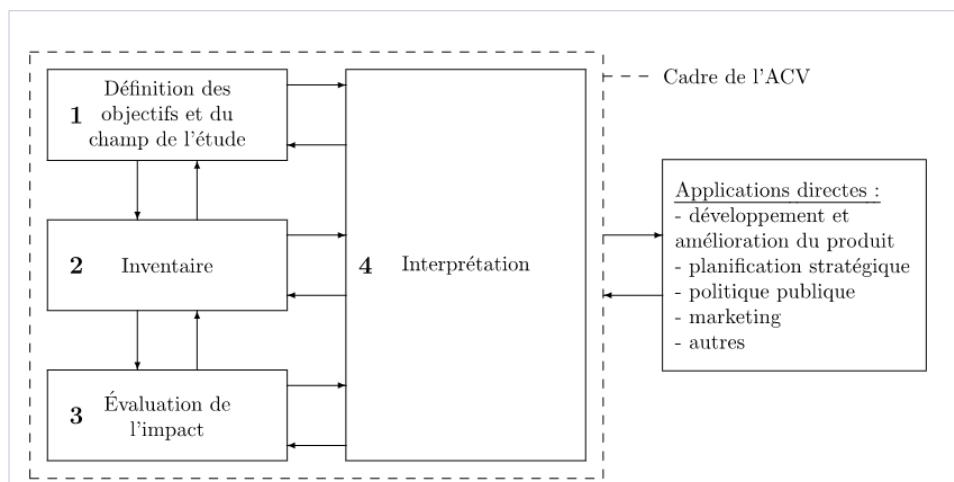


Figure n°1 : Cadre de l'étude de l'ACV d'après la norme ISO 14040 [1]

## I.2 Les Déclarations Environnementales Produit

Les Déclarations Environnementales Produit (DEP) sont des documents normalisés dans lesquels pour un produit donné seront indiqués ses impacts sur l'environnement, tout au long de son cycle de vie. En France, l'élaboration de ces DEP pour les matériaux et produits entrant dans la construction, en génie civil doit respecter la norme NF EN 15804+A2 [3] et son complément national.

Il existe différents types de DEP en fonction des étapes du cycle de vie concernées :

- DEP « du berceau à la sortie d'usine » qui prend en compte les modules d'information A1 à A3 de la norme NF EN 15804+A2 ;
- DEP « du berceau à la sortie d'usine avec options » qui prend en compte les modules d'informations A1 à A3 et des modules d'information optionnels (ex C1 à C4 et module D) ;
- DEP « du berceau à la tombe » qui prend en compte tous les modules d'informations.

A l'échelle européenne, il s'agira d'EPD pour Environmental Product Declaration. La différence entre une EPD et une DEP provient de la norme NF EN 15804+A2/CN [3] et concerne principalement les hypothèses de fin de vie. Aussi, dans le cadre des données de la base de données environnementales DIOGEN, qui concerne uniquement les données du berceau à la sortie d'usine, les mêmes règles sont appliquées dans les EPD et les DEP permettant donc d'élaborer des fiches DIOGEN à partir de données de producteurs européens.

Les FDES, Fiches de Déclaration Environnementale et Sanitaire, correspondent à des DEP auxquelles des données sanitaires sont ajoutées. Il s'agit d'un document spécifique à la France et faisant partie du programme INIES<sup>5</sup>. Ces fiches doivent faire l'objet d'une revue critique par des vérificateurs habilités par INIES. Cela permet dans le domaine du bâtiment de répondre aux obligations réglementaires.

## II. LES ACIERS DE PRECONTRAINTE

Il existe différents types d'acier de précontrainte : fils, torons et barres. Dans les ouvrages d'art en béton précontraint, ce sont majoritairement des torons qui sont utilisés en tant qu'armatures actives. Les torons sont produits à partir d'acier. L'acier peut être obtenu soit à partir de ferrailles recyclées (filière électrique), soit à partir de minerai de fer (filière haut fourneau). Cet acier est produit sous la forme de billettes, qui sont ensuite laminées à chaud pour obtenir du fil machine. Ce fil machine est transporté vers une usine de production d'armatures de précontrainte où il est décapé puis transformé par tréfilage à froid, opération qui a pour objectif de réduire le diamètre du fil et d'augmenter ses caractéristiques mécaniques. Dans certains cas, les fils tréfilés sont galvanisés. Les fils tréfilés sont ensuite assemblés par toronnage. Le toron est soumis à un traitement thermique et enroulé sur des bobines mères. Ces bobines mères sont ensuite débitées en bobines d'environ 2 à 3t en général. Ces bobines peuvent faire l'objet d'un emballage spécifique selon les demandes du client.

Les armatures de précontrainte mises en œuvre sur le marché français doivent être certifiées par l'ASQPE (ASsociation pour la Qualification de la Précontrainte et des Equipements des ouvrages de bâtiment et de génie civil). Fin 2024, 17 usines bénéficient de cette certification.

---

<sup>5</sup> <https://www.inies.fr/>

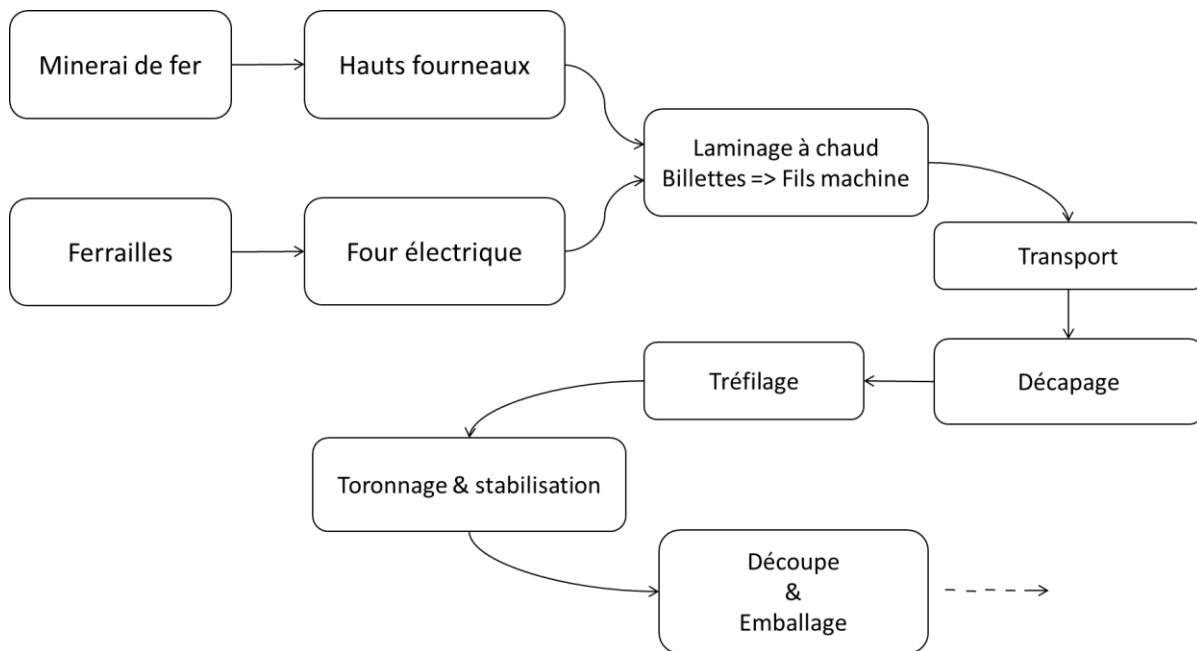


Figure n°2 : Processus de fabrication de torons de précontrainte

### III. LA BASE DE DONNEE DIOGEN

#### III.1 Généralités

Devant le constat d'un manque de données environnementales relatives aux ouvrages de génie civil dans le contexte français, un groupe de travail initié par l'Association Française de Génie Civil a vu le jour en 2010. L'objectif de ce groupe de travail est de construire et enrichir une base de données des modules d'information environnementale des matériaux, produits et éléments de construction utilisés dans le domaine du génie civil en France. Cette base de données regroupe des données de type du « berceau à la sortie d'usine » ou « cradle-to-gate » (Figure 2), en s'appuyant sur les données existantes par ailleurs, et en les combinant autant que nécessaire de façon à aboutir aux matériaux et produits du génie civil. Afin de mener à bien le travail, le groupe DIOGEN est constitué de représentants de producteurs de matériaux, d'entreprises, de bureaux d'études et d'établissements institutionnels. A ce jour, il compte une cinquantaine de membres.

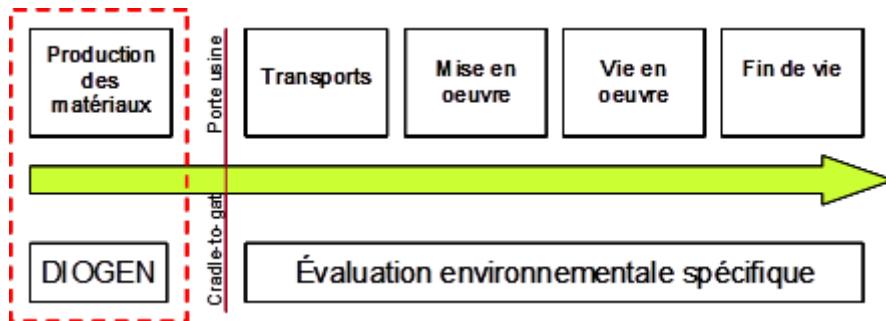


Figure n°3 : Périmètre de la base de données DIOGEN

DIOGEN<sup>6</sup> met ainsi à disposition librement des données environnementales au format de la norme NF EN 15804+A2 [3].

<sup>6</sup> <https://www.afgc.asso.fr/ressources/diogen/>

Dans le but de réaliser des ACV pertinentes dans le domaine du génie civil, il a semblé important, au sein du groupe DIOGEN d'être à même d'avoir des notions sur la fiabilité des données de la base. Les pertinences technologique, géographique et temporelle sont essentielles, car liées aux approvisionnements en ressources naturelles, à l'utilisation d'énergies spécifiques, etc. De même, il est souhaitable que les mesures permettant l'établissement des données soient représentatives de la production moyenne des sites producteurs et non pas d'une période trop courte ou d'une sélection géographique trop restreinte. Les données doivent également présenter un caractère de fiabilité. Leur traçabilité doit être assurée et les sources utilisées mentionnées et si possible disponibles. Par ailleurs, les mesures permettant le calcul des impacts doivent être réalisées selon des procédures et un échantillonnage de la production adaptés.

Ainsi la pertinence de la donnée est évaluée au travers d'une matrice de pedigree qui prend en compte les critères énoncés [5]. Cette évaluation de la donnée se fait lors des réunions de travail de façon collégiale en s'appuyant sur une matrice spécifique permettant une cotation de la donnée engendrant une qualification en classe (A, B, C, D). Cette dernière peut être consultée au lien suivant <https://www.afgc.asso.fr/ressources/diogen/utilisation-des-donnees/methodologie/>.

A ce jour sont disponibles sur ce même site un peu plus d'une centaine de fiches spécifiques, établies à partir de données issues des producteurs de matériaux. Une majorité des données concerne les bétons et leurs constituants ainsi que les aciers. L'effort se poursuit sur les autres matériaux, en sollicitant les producteurs et en les incitant à rejoindre le groupe de travail.

### **III.2 Les fiches relatives aux armatures de précontrainte**

De manière générale, depuis quelques années, suite à l'évolution des normes, la base de données DIOGEN ne comprenait plus de données spécifiques sur les aciers. Aussi, pour pallier ce manque, il a été décidé de réaliser une étude bibliographique à partir des DEP, des EPD et des FDES qui étaient accessibles publiquement sur internet et établis selon la norme NF EN 15804+A2. Ce recensement a été suivi d'une étape de discussion avec des experts français de la production d'éléments en acier pour le génie civil afin de déterminer les données pertinentes au regard du marché français de la construction d'ouvrages d'art.

Concernant les armatures de précontrainte, il a ainsi été retenu les EPD des usines certifiées ASQPE suivantes :

- « Prodotti siderurgici trefoli trecce e fili in acciaio » de CB Trafilati Acciai SpA\* [7]
- « Trefolio in acciaio green » de CB Trafilati Acciai SpA [8]
- « Standard prestressed steel » de Fapricela [9]
- « PC strand » de Galcore\* [10]
- « Prestressing steel (strand and wire) for application in prestressed concrete » de Nedri Spanstaal BV\* [11]
- « Prestressed concrete steel wire (PC wire) » de The Siam Industrial Wire Co Ltd [12]
- « Prestressed concrete steel wire strand (PC strand) » de The Siam Industrial Wire Co Ltd\* [13]

Les informations contenues dans ces EPD ont servi à créer des fiches DIOGEN relatives à ces différents produits. En complément, une donnée moyennée a été calculée à partir des données de 4 produits (\*). Cette donnée construite fait également l'objet d'une fiche DIOGEN (n°C-A-030). Ses impacts

environnementaux selon les indicateurs de la norme NF EN 15804+A2 sur les étapes du berceau à la sortie d'usine sont présentés dans les Tableau n° à Tableau n°26.

L'ensemble des huit fiches a fait l'objet d'une cotation par le groupe de travail, classant l'ensemble de ces fiches en A.

La recherche bibliographique réalisée pouvant ne pas être exhaustive, il est prévu de pouvoir compléter la base de données avec des données qui seraient fournies directement par les producteurs d'armatures de précontrainte. Une révision de la donnée moyennée pourra éventuellement en découler.

Catégorie d'impact	Unité	
<b>Unité de référence du produit</b>	<b>1 ton</b>	<b>Moyenne</b>
<b>Acidification</b>	mole de H+ equiv	9,12E+00
<b>Changement climatique - total</b>	kg CO2 equiv	1,93E+03
<b>Changement climatique - biogénique</b>	kg CO2 equiv	-3,88E+00
<b>Changement climatique – combustibles fossiles</b>	kg CO2 equiv	1,93E+03
<b>Changement climatique – occupation des sols et transformation de l'occupation des sols</b>	kg CO2 equiv	1,56E+00
<b>Ecotoxicité (eaux douces)</b>	CTUe	N.C.
<b>Eutrophisation aquatique, eaux douces</b>	kg de P equiv	N.C.
<b>Eutrophisation aquatique marine</b>	kg de N equiv	2,42E+00
<b>Eutrophisation terrestre</b>	mole de N equiv	2,462E+01
<b>Toxicité humaine, effets cancérogènes</b>	CTUh	N.C.
<b>Toxicité humaine, effets non cancérogènes</b>	CTUh	N.C.
<b>Rayonnements ionisants (santé humaine)</b>	kBq U-235 eq	N.C.
<b>Impacts liés à l'occupation des sols / Qualité des sols</b>	Sans dimension	N.C.
<b>Appauvrissement de la couche d'ozone</b>	kg de CFC 11 equiv	1,23E-04
<b>Emissions de particules fines</b>	Indice de maladies	N.C.
<b>Formation d'ozone photochimique</b>	kg de NMCOV equiv	8,88E+00
<b>Epuisement des ressources abiotiques (combustibles fossiles)</b>	MJ	2,24E+04
<b>Epuisement des ressources abiotiques (minéraux &amp; métaux)</b>	kg Sb eq	1,19E-02
<b>Besoin en eau</b>	m3 de privation equiv dans le monde	5,55E+02

Tableau n°23 : Impacts environnementaux issus de la fiche DIOGEN n°C-A-030 (N.C. : Non Calculé)

Catégorie d'impact	Unité	
Unité de référence du produit	1 ton	Moyenne
<b>Utilisation de l'énergie primaire renouvelable, à l'exclusion des ressources d'énergie primaire renouvelables utilisées comme matières premières</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	1,43E+03
<b>Utilisation des ressources d'énergie primaire renouvelables utilisées en tant que matières premières</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	5,11E+01
<b>Utilisation totale des ressources d'énergie primaire renouvelables (énergie primaire et ressources d'énergie primaire utilisées comme matières premières)</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	1,48E+03
<b>Utilisation de l'énergie primaire non renouvelable, à l'exclusion des ressources d'énergie primaire non renouvelables utilisées comme matières premières</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	2,43E+04
<b>Utilisation des ressources d'énergie primaire non renouvelables utilisées en tant que matières premières</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	2,13E+00
<b>Utilisation totale des ressources d'énergie primaire non renouvelables (énergie primaire et ressources d'énergie primaire utilisées comme matières premières)</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	2,43E+04
<b>Utilisation de matière secondaire</b>	kg	4,81E+02
<b>Utilisation de combustibles secondaires renouvelables</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	0,00E+00
<b>Utilisation de combustibles secondaires non renouvelables</b>	MJ, pouvoir calorifique inférieur	0,00E+00
<b>Utilisation nette d'eau douce</b>	m3	4,03E+01

Tableau n°24 : Utilisation des ressources issus de la fiche DIOGEN n°C-A-030

Catégorie d'impact	Unité	
Unité de référence du produit	1 ton	Moyenne
<b>Déchets dangereux éliminés</b>	kg	1,21E-01
<b>Déchets non dangereux éliminés</b>	kg	2,34E+03
<b>Déchets radioactifs éliminés</b>	kg	4,12E-02

Tableau n°25 : Catégories de déchets issus de la fiche DIOGEN n°C-A-030

Catégorie d'impact	Unité	
Unité de référence du produit	1 ton	Moyenne
Composants destinés à la réutilisation	kg	0,00E+00
Matériaux destinés au recyclage	kg	9,08E+02
Matériaux destinés à la récupération d'énergie	kg	0,00E+00
Energie fournie à l'extérieur, électricité	MJ	0,00E+00
Energie fournie à l'extérieur, vapeur	MJ	0,00E+00
Energie fournie à l'extérieur, gaz et process	MJ	N.C.

Tableau n°26 : Flux sortants issus de la fiche DIOGEN n°C-A-030 (N.C. : Non Calculé)

Parmi les producteurs pour lesquels une EPD établie selon la norme NF EN 15804+A2 a été trouvée, un producteur a fait le choix de proposer des torons de précontrainte ayant des impacts plus faibles sur l'environnement en garantissant le recours à du fil machine produit à partir de ferrailles recyclées [8]. Par la suite, cette donnée est nommée CB Trafilati Trefolo Green.

Les valeurs de quelques indicateurs des différentes fiches sur les torons sont comparées ci-après, les valeurs de la fiche moyenne ont été utilisées comme référence pour calculer les pourcentages.

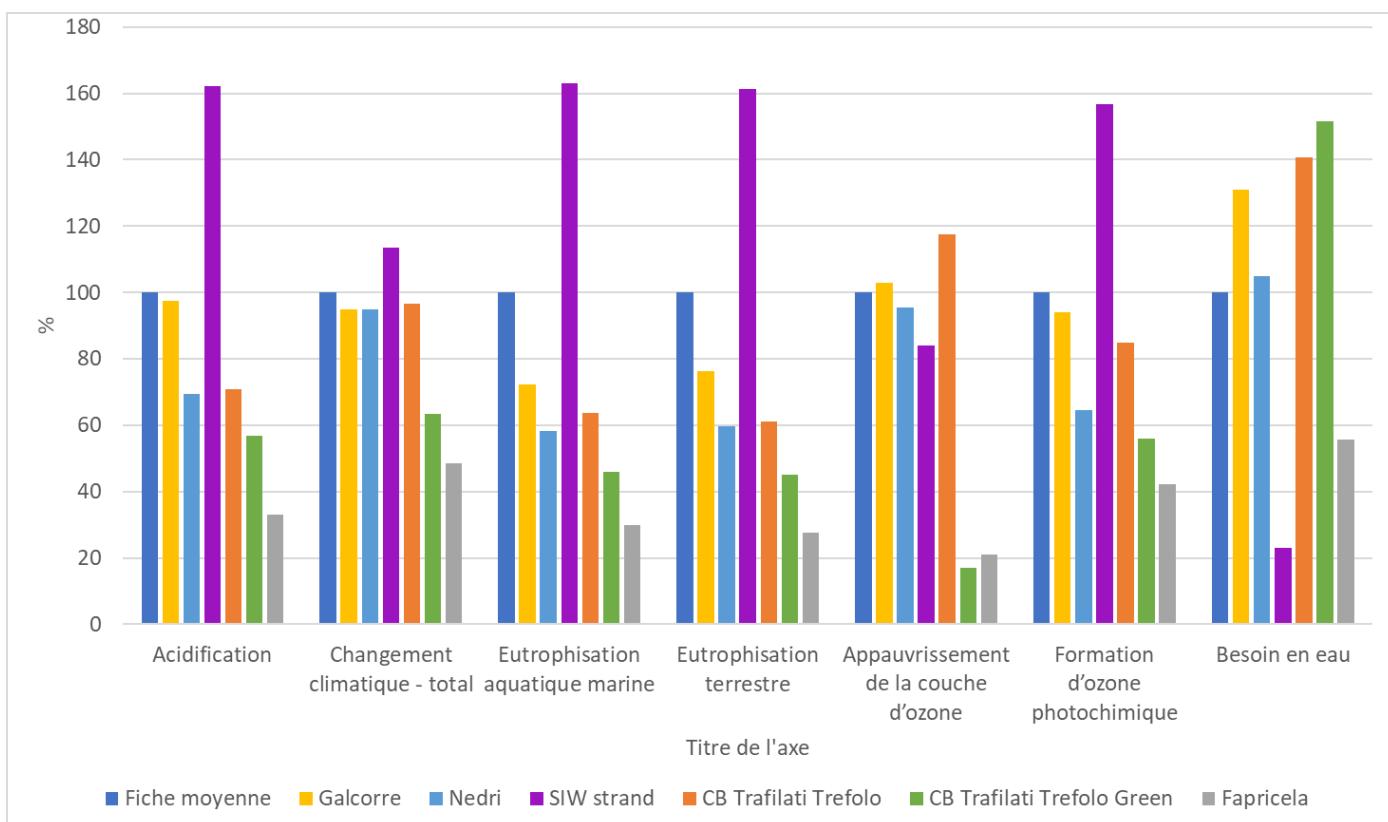


Figure n°4 : Comparaison de quelques indicateurs d'impacts environnementaux de torons (référence = fiche moyenne)

## IV. L'OUTIL DE CALCUL CIOGEN

### IV.1 Présentation de l'outil

L'outil de calcul CIOGEN « Calcul d'Impacts environnementaux des Ouvrages de GENie civil » permet de réaliser à ce jour une ACV de construction d'ouvrage d'Art. Il est en cours de développement sur les travaux relatifs aux ouvrages fluviaux et maritimes.

Cet outil est développé dans le cadre d'un partenariat AFGC, Cerema, Laboratoire Navier. Il a été réalisé pour permettre aux Maîtres d'Ouvrages de disposer d'un outil fiable d'ACV en vue de mener une politique de développement durable dans les programmes de travaux, ainsi que pour permettre aux bureaux d'études et aux entreprises de répondre aux exigences des donneurs d'ordre en justifiant leurs choix selon des critères environnementaux encadrés par un référentiel de normalisation.

Dans sa version de 2024 sous Excel, cet outil est applicable à la construction d'un pont courant routier en béton ou mixte. Il permet d'établir des valeurs d'impacts environnementaux selon la norme NF EN 15804+A2 sur l'ensemble des étapes du cycle de vie. L'utilisation de CIOGEN pour déterminer les impacts sur l'environnement du projet est calquée sur la méthodologie de calcul de l'impact financier. Ainsi, l'interface utilisateur s'appuie sur le détail estimatif, permettant à chaque ligne de prix d'indiquer une quantité de matériaux, une distance et un moyen de transport de ces matériaux, une durée d'utilisation d'engins, un éventuel renouvellement de composants devant intervenir pendant la durée de vie de l'ouvrage ou encore une fin de vie pressentie. Il permet également d'intégrer aux résultats des valeurs d'amortissement des engins utilisés en relation avec leur temps de présence sur le chantier considéré (ex : pour 6 mois de mobilisation, les impacts liés à la fabrication de l'engin seront attribués au chantier à hauteur de 5 % si la durée de vie estimée de celui-ci est de 10 ans). Enfin, il considère les déplacements de personnels, les consommations d'eau et d'énergie ainsi que les déchets générés durant le chantier. Il prend aussi en considération la vie en œuvre de l'ouvrage au travers des visites de suivi et d'entretien.

CIOGEN s'appuie sur deux bases de données :

- la base de données DIOGEN de l'AFGC ;
- la base de données Ecoinvent v.3.8 [4], pour l'utilisation de données généralistes telles que les émissions de véhicules (VL et PL), d'engins de chantier, de groupes électrogènes ou les traitements en fin de vie des matériaux.

Des calculs sont possibles à différentes phases du projet : études préalables, appels d'offres et après travaux avec des données de plus en plus précises à renseigner.

Cet outil peut être téléchargé gratuitement avec sa notice d'utilisation au lien suivant : <https://www.afgc.asso.fr/ressources/diogen/ciogen/>

### IV.2 Utilisation des données d'armatures de précontrainte dans l'outil

L'outil CIOGEN – Construction d'Ouvrage d'Art – Phase Études préalables comprend un nombre restreint de lignes à renseigner. Ces lignes correspondent aux prix qui ont été considérés comme ayant les impacts les plus importants sur l'environnement. Les armatures de précontrainte n'y entrent pas. Aussi, la possibilité pour l'utilisateur de réaliser des calculs avec les données relatives à ces armatures est donnée dans CIOGEN – Construction d'Ouvrage d'Art – Phase Appel d'offres et dans CIOGEN – Construction d'Ouvrage d'Art – Phase Après travaux.

Sur les lignes de prix faisant référence à la précontrainte, il est possible de choisir dans un menu déroulant l'une des données d'armatures de précontrainte présentées précédemment ou la donnée moyennée. La Figure 3 est une copie d'écran de l'onglet de saisie pour la phase appel d'offres. Une fois la donnée choisie, il faut indiquer la quantité nécessaire, les données relatives à l'approvisionnement, le besoin éventuel d'engins, et le traitement de fin de vie. Ainsi, cela permet d'établir un calcul des impacts de la construction d'un OA le plus précis possible, par rapport à la réalité des matériaux utilisés.

Famille de prix	Prix	Type de matériau	Matériau constitutif	Désignation précise (si nécessaire)	Quantité	Unité	Distance d'approvisionnement avec le mode de transport 1 (km)	Mode de transport 1
2000 - Aciers, bétons, coffrages	Armatures de béton armé pour murs de soutènement					kg		
2000 - Aciers, bétons, coffrages	Armatures de béton armé pour dalles de transition					kg		
2000 - Aciers, bétons, coffrages	Armatures de béton armé					kg		
2000 - Aciers, bétons, coffrages	Armatures de précontrainte					kg		
2000 - Aciers, bétons, coffrages	Ancrages de précontrainte					U		
2000 - Aciers, bétons, coffrages	Protection définitive par coulis à base de ciment des armatures pour précontrainte intérieure					kg		

Figure n°5 : Extrait de l'onglet saisie de CIOGEN – Construction d'ouvrage d'art – Phase appel d'offres

## V. CONCLUSIONS

Le recours aux calculs des impacts environnementaux des ouvrages d'art devient de plus en plus courant. Il nécessite pour se faire de s'appuyer sur des données environnementales pertinentes, fiables et représentatives du domaine. Dans ce sens la base de données DIOGEN a été développée et est régulièrement mise à jour pour intégrer de nouvelles données. En association, un outil de calcul, CIOGEN est mis à disposition. Il repose sur la base de données DIOGEN.

Les producteurs d'armatures de précontrainte sont de plus en plus nombreux à réaliser des Déclarations Environnementales Produit, permettant de renseigner leurs clients sur les impacts environnementaux de ces matériaux. Les données répertoriées lors d'une recherche bibliographique sur internet ont ainsi pu faire l'objet de plusieurs fiches DIOGEN pour leur intégration dans la base de données DIOGEN et leur utilisation dans l'outil CIOGEN.

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] AFNOR. (2006). NF EN ISO 14040 « Management environnemental – Analyse du cycle de vie – Principes et cadre ». AFNOR Editions
- [2] AFNOR. (2006b). NF EN ISO 14044 « Management environnemental – Analyse du cycle de vie – Exigences et lignes directrices ». AFNOR Editions
- [3] AFNOR. (2019). NF EN 15804+A2 "Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction". AFNOR Editions.
- [4] Ecoinvent. (s.d.). Récupéré sur <https://ecoinvent.org/>

- [5] Habert, G., Tardivel, Y., & Tessier, C. (2011). DIOGEN : base de Données d'Impacts environnementaux des matériaux pour les Ouvrages de GENie civi. GC 2011.
- [6] Jollet, O., Saadé, M., & Crettaz, P. (2005). Analyse du cycle de vie : comprendre et réaliser un écobilan. Presses polytechniques.
- [7] CB Trafilati Acciai S.p.A. (2023). Prodotti siderurgici: trefoli, trecce e fili in acciaio. EPD S-P-08144. 15/02/2023
- [8] CB Trafilati Acciai S.p.A. (2024). prodotti siderurgici: trefoli in acciaio GREEN. EPD S-P-13178. 28/03/2024
- [9] Fapricela – Industria de Trefilaria, S.A. (2024). Standard Prestressed Steel. EPD S-P-13304. 17/04/2024
- [10] Galcore Gallega de cordones y alambres, S.L. (2023). PC Strand. EPD S-P-11535. 22/11/2023
- [11] Nedri Spanstaal BV (2022). Prestressing steel (strand and wire) for application in prestressed. EPD 1.1.00267.2021. 17/01/2022
- [12] The Siam Industrial Wire Co., Ltd. (2022). Prestressed Concrete Steel Wire (PC Wire). EPD S-P-05641. 16/03/2022
- [13] The Siam Industrial Wire Co., Ltd. (2022b). Prestressed Concrete Steel Wire Strand (PC Strand). EPD S-P-05640. 16/03/2022

# REEMPLACEMENT DE QUATRE HAUBANS SUR LE PONT VASCO DE GAMA

Jean-Michel ODIN<sup>1</sup>, Rui MONTEIRO<sup>2</sup>, Patrick LADRET<sup>3</sup>, Nicolas TROTIN<sup>4</sup>, Michel VIRLOGEUX<sup>5</sup>

<sup>1</sup> ARCADIS, 127 boulevard Stalingrad - CS 90030 - 69626 Villeurbanne Cedex – France.  
[jeanmichel.odin@arcadis.com](mailto:jeanmichel.odin@arcadis.com)

<sup>2</sup> LUSOPONTE, Edifício da Portagem - Praça de Portagem - 2870-392 Montijo – Portugal.  
[rui.monteiro@lusoponte.pt](mailto:rui.monteiro@lusoponte.pt)

<sup>3</sup> FREYSSINET Espagne, c/ Melchor Fernández Almagro nº 23, 28029 Madrid – Espagne.  
[pladret@freyssinet-es.com](mailto:pladret@freyssinet-es.com)

<sup>4</sup> FREYSSINET Espagne, c/ Melchor Fernández Almagro nº 23, 28029 Madrid – Espagne.  
[nicolas\\_t@freyssinet-es.com](mailto:nicolas_t@freyssinet-es.com)

<sup>5</sup> Michel VIRLOGEUX Consultant, 24, rue de la Division Leclerc – 78830 Bonnelles – France.  
[virlogeuxconsultant@orange.fr](mailto:virlogeuxconsultant@orange.fr)

## Résumé

Le pont Vasco de Gama, ouvrage emblématique qui permet le franchissement du Tage à Lisbonne a été endommagé en 2021 par l'incendie d'un bus. Plusieurs haubans de la travée centrale ont été touchés. Une inspection visuelle réalisée immédiatement après l'incendie puis des investigations ont permis de montrer que la protection des torons était endommagée, la durée de vie résiduelle en fatigue de l'acier réduite à 1 million de cycles et sa résistance en traction n'était pas affectée par l'incendie. Il a néanmoins été conclu que quatre haubans devaient être remplacés en totalité afin de ne pas compromettre la durabilité de l'ouvrage. Les études ont été menées de manière à limiter au maximum l'impact des travaux sur la circulation tout en assurant un niveau de sécurité satisfaisant quelle que soit la phase de travaux. Un phasage de remplacement des quatre haubans a été mis au point en intégrant des phases de re-tension provisoire des haubans adjacents aux haubans à remplacer. Cela a permis de maintenir les six voies de circulation de l'ouvrage pendant toute la durée des travaux. La sécurité des usagers a fait l'objet d'une attention particulière en phase de préparation des travaux, nécessitant l'adaptation des méthodes et moyens d'accès nécessaires au remplacement des haubans. Chaque phase de travaux a fait l'objet d'un suivi rigoureux intégrant des mesures de tension d'une partie des haubans et des levés topographiques afin de s'assurer du bon déroulement des opérations.

## I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le pont Vasco de Gama permet le franchissement du Tage à Lisbonne (Portugal).

Cet ouvrage, d'une longueur de plus de 12 kilomètres, a été mis en service en 1998 à l'occasion de l'Exposition Universelle. Il est décomposé en cinq structures différentes : le viaduc nord, le viaduc de l'Exposition, le pont principal haubané d'une longueur de 830 mètres, le viaduc central et le viaduc sud.

Le pont principal comporte une travée centrale de 420 mètres de portée. Le tablier, d'une largeur de 31 mètres, est situé à 45 mètres au-dessus du Tage. Les deux pylônes en forme de H s'élèvent à près de 150 mètres.

Le tablier est constitué de deux poutres latérales en béton précontraint reliées par un hourdis en béton armé supporté transversalement par des entretoises métalliques connectées aux poutres et au hourdis.

Le tablier est supporté par deux nappes latérales de haubans. Les haubans sont ancrés en partie inférieure sous les poutres longitudinales, après les avoir traversées, et en partie supérieure à l'intérieur des jambes creuses des pylônes. La mise en tension des haubans a été faite à l'ancrage inférieur (les surlongueurs de torons disponibles pour détendre les torons sont donc principalement situées au niveau de l'ancrage inférieur sous le tablier). L'ancrage supérieur est réglable, il permet un ajustement de la tension des haubans à l'aide d'un vérin annulaire.

Les haubans sont ancrés tous les 8 mètres dans le tablier. Chaque nappe est constituée de 24 haubans, soit au total 192 haubans. Ils sont constitués de torons auto-protégés T15S de classe 1770 MPa, constitués de fils galvanisés et retréfilés, et sont de type gainé-ciré. Chaque hauban est protégé par une gaine générale en Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) de couleur blanche.

L'ouvrage est exploité par le concessionnaire Lusoponte. Il supporte un trafic de plus de 30 000 véhicules par jour et par sens de circulation.



Figure n°1 : vue générale du pont principal haubané

## II. L'INCENDIE SUR LE TABLIER

Dans la nuit du 7 au 8 juin 2021, un bus a pris feu sur le tablier du pont principal. Le bus s'est arrêté en bord de chaussée, près de la nappe aval de haubans dans la travée centrale de l'ouvrage. Le bus était situé entre le 21<sup>ème</sup> et le 22<sup>ème</sup> hauban, à environ deux mètres des haubans.

Le vent a rapidement rabattu les flammes en direction des haubans.

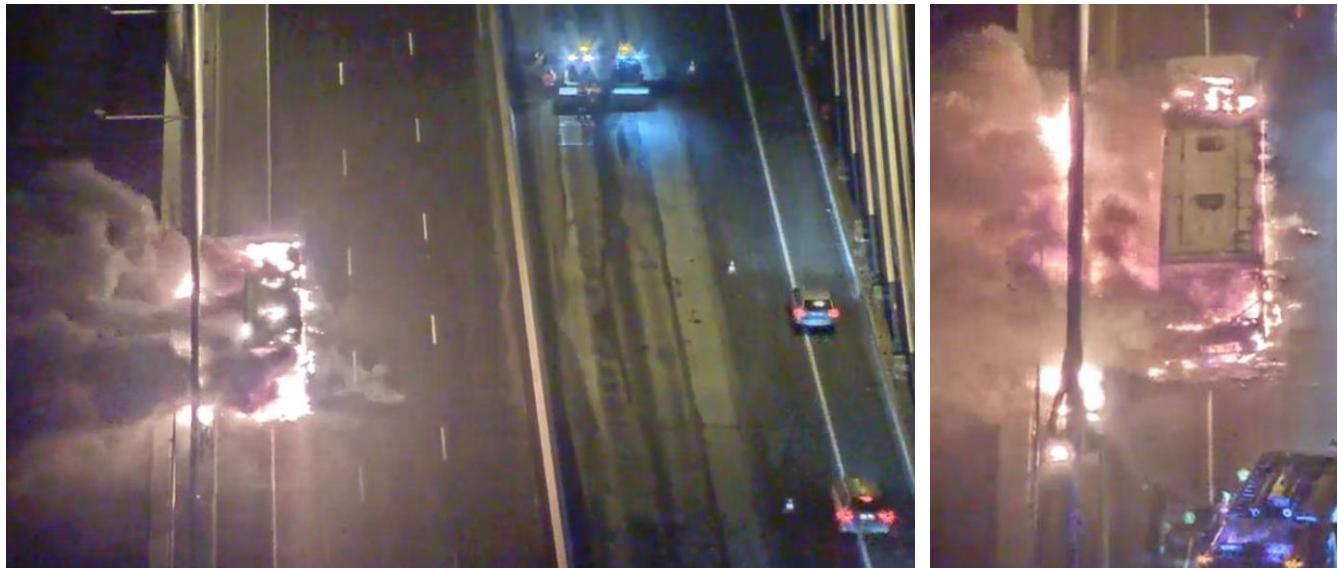


Figure n°2 : images de l'incendie extraites de la vidéo-surveillance de l'ouvrage

Les pompiers sont intervenus 25 minutes après le début de l'incendie et l'ont maîtrisé environ 10 minutes plus tard.

On peut estimer que la puissance de l'incendie était de l'ordre de 15 à 20 MW par référence au document [1].

## III. INSPECTION ET INVESTIGATIONS APRES INCENDIE

### III.1 Inspection visuelle

Dès le 8 juin 2021, une inspection visuelle a été menée par les équipes de Freyssinet.

Cette inspection a montré que quatre haubans avaient été affectés par l'incendie : les haubans numéros 20 à 23 de la travée centrale. Les zones affectées sont différentes sur chaque hauban selon que le feu a touché le hauban dans sa partie directement en sortie de tablier ou un peu plus haut.

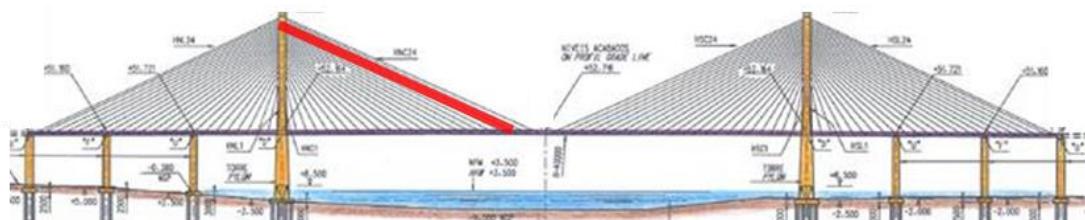


Figure n°3 : coupe longitudinale de l'ouvrage : en rouge, les 4 haubans affectés par l'incendie

Il a été constaté une dégradation des tubes guide en sortie du tablier, des amortisseurs, des tubes anti-vandalisme, des gaines générales en PEHD et du PEHD extrudé autour des torons. Les haubans numéros 21 et 22 se sont avérés les plus touchés par l'incendie.



**Figure n°4 : gaine PEHD partiellement fondu sur le hauban n°22 (photo de gauche) et gaine PEHD déformée sur le hauban n°23 (photo de droite)**

L'inspection s'est déroulée en plusieurs étapes sur une semaine. Les tubes anti-vandalisme et les gaines ont été remontés afin de pouvoir constater l'état des torons en extrados de tablier. Les capots d'ancrages sous tablier et dans le pylône ont également été inspectés et n'ont pas montré de signe de rupture de toron.



**Figure n°5 : endommagement de l'amortisseur et des gaines individuelles PEHD (partiellement fondues)**

Aucune rupture de torons n'ayant été constatée lors de l'inspection visuelle, la circulation a été maintenue sur l'ouvrage.

Toutefois, la question d'un éventuel endommagement de l'acier des torons et de la capacité des haubans affectés s'est rapidement posée et a conduit à la réalisation d'investigations spécifiques.

## III.2 Levé topographique et mesure de tension des haubans

L'ouvrage est suivi géométriquement depuis sa mise en service avec des levés topographiques réguliers. Un levé partiel des deux rives du tablier a été réalisé après l'incendie. Aucune modification du profil en long du tablier dans la zone des haubans affectés n'a été détectée par ce levé.

Des mesures de tension des haubans les plus longs de la travée centrale et de la travée de rive ont également été réalisées. L'effort des quatre haubans endommagés a été mesuré à la fois par la méthode de la corde vibrante et par pesage au vérin annulaire, ce qui a permis d'établir une corrélation entre les deux méthodes et de procéder uniquement à la mesure de la force par la méthode de la corde vibrante sur le reste des haubans. Aucune perte ou redistribution d'efforts dans les haubans n'a été détectée.

Le but de ces mesures était également d'alimenter les modèles de calcul et de disposer d'un état de l'ouvrage avant les travaux de remplacement pour connaître avec précision à la fois la géométrie et la tension dans les haubans à remplacer.

## III.3 Prélèvement de torons

Quatre torons ont été détendus puis une partie de ceux-ci prélevée en vue de réaliser des essais en laboratoire. Ces torons ont été choisis sur les deux haubans les plus affectés (haubans numéros 21 et 22, chacun constitué de 68 torons). Une comparaison a été réalisée entre la zone affectée par l'incendie et une zone saine du toron. Des essais de traction directe et de résistance à la fatigue, ainsi que des analyses métallurgiques ont été effectués sur les échantillons. Les résultats ont montré que la dureté et la structure cristalline des fils n'avaient pas changé, que les torons restaient ductiles, avec une résistance à la traction similaire à la résistance nominale ; seul leur comportement en fatigue était inférieur à celui attendu (rupture à un million de cycles). De plus, les analyses métallurgiques ont montré une dégradation de la couche superficielle de zinc.

Ces résultats suggèrent que le temps d'exposition au feu n'était pas suffisant pour que la température dans l'acier des fils dépasse le seuil de transformation microcristalline qui s'accompagne d'une perte de résistance, comme l'explique graphiquement la figure n°6.

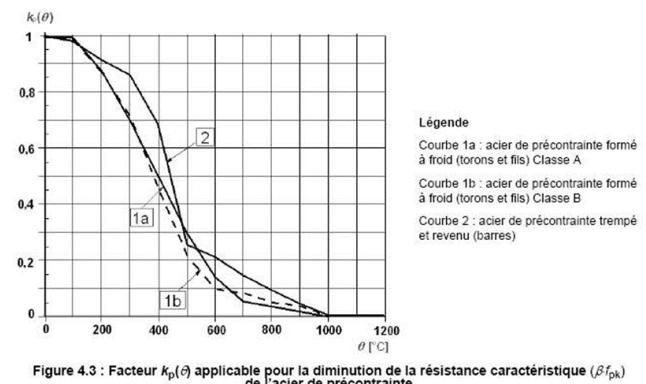


Figure n°6 : à gauche : photo d'un toron affecté par l'incendie prélevé pour analyse en laboratoire et à droite : courbe de réduction des caractéristiques de l'acier de précontrainte selon la température [2]

On peut donc estimer que l'acier des torons a été soumis à une température inférieure à 200°C au cours de l'incendie.

### III.4 Conclusion des inspections et investigations

Les résultats des inspections et investigations ont été les suivants :

- Aucune déformation anormale du tablier n'a été observée.
- Aucune redistribution d'effort d'un hauban à l'autre n'a été détectée.
- Aucune réduction des caractéristiques mécaniques des torons n'a été détectée, à l'exception d'une légère diminution de la résistance à la fatigue.
- La durabilité des haubans affectés par l'incendie a été largement réduite compte tenu de la dégradation de toutes les barrières contre la corrosion.

La décision a été prise de remplacer les quatre haubans affectés par l'incendie afin de rétablir la durabilité et la résistance à la fatigue requises. En raison de la fusion partielle du PEHD des torons, ceux-ci se sont retrouvés collés ensemble, ce qui rendait impossible le remplacement partiel d'un hauban. Chacun des quatre haubans a donc été remplacé dans son intégralité.

Hauban	H20	H21	H22	H23
Tube guide		X	X	
Tube anti-vandalisme	X	X	X	
Amortisseur	X	X	X	
Gaine PEHD		X	X	X (partiel)
Torons	X (réutilisation de la partie saine des torons du H23)	X	X	X

Tableau n°27 : éléments à remplacer



Figure n°7 : illustration des éléments constitutifs d'un hauban

## IV. ETUDES ET SUIVI DU REMPLACEMENT DES HAUBANS

### IV.1 Etudes structurelles réalisées

Les études structurelles ont été menées par Arcadis principalement à l'aide du modèle de calcul 2D utilisé lors de la construction de l'ouvrage et intégrant l'ensemble des étapes de construction de l'ouvrage ainsi que les effets du temps. Michel Virlogeux a conseillé l'équipe et assuré le contrôle des études avec l'appui de Strains, Xavier Cespedes, pour le compte de l'état concédant.

La conception de l'ouvrage prend en compte le cas de remplacement d'un hauban. Les hypothèses faites à l'époque consistaient à ne charger qu'un seul sens de circulation du côté opposé au hauban à remplacer et ne considéraient aucune charge de chantier. Une réduction de la circulation de 6 à 4 voies pendant plusieurs mois n'était pas envisageable pour Lusoponte. De plus, les charges de chantier sont importantes au moment du remplacement d'un hauban et doivent être prises en compte. De nouveaux calculs ont par conséquent été réalisés avec comme objectif de restreindre le moins possible le trafic sur l'ouvrage, et d'intégrer les charges de chantier qui allaient être mises en œuvre par Freyssinet.

Du fait de la forme du tablier, conçu par Armando Rito, le centre de gravité de la section est très haut, si bien que les charges produisent de fortes variations de contrainte en fibre inférieure ; l'équilibre des efforts n'est assuré que par une répartition adaptée des tensions dans les haubans. Sans précautions particulières, la dépose d'un hauban aurait produit en fibre inférieure des contraintes de traction trop importantes, ce qui aurait conduit à une fissuration des poutres dommageable à la durabilité de l'ouvrage. Un phasage particulier de remplacement des haubans a été mis au point par Arcadis, intégrant, sur les conseils de Michel Virlogeux, des phases de re-tension provisoires des haubans adjacents au hauban à remplacer.

Le tablier étant suffisamment large, il a finalement été possible de conserver les 6 voies de circulation tout en laissant un espace suffisant aux travaux de remplacement des haubans.

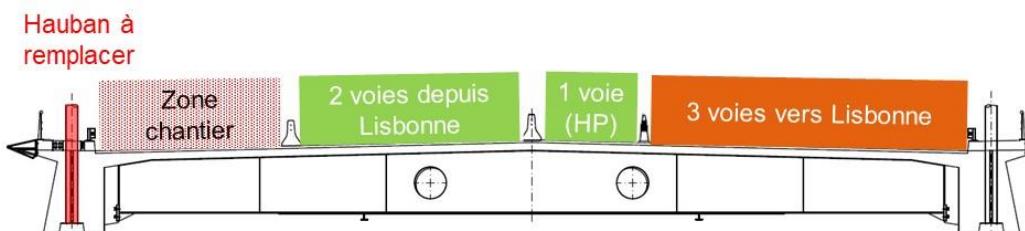


Figure n°8 : coupe transversale fonctionnelle en phase travaux



Figure n°9 : configuration des voies en phase travaux (©Google Street View)

Des vérifications complémentaires ont été réalisées sur un modèle 3D sans phasage, notamment pour les entretoises. La raideur en torsion du tablier étant faible, il n'existe quasiment pas de redistribution d'effort d'une rive à l'autre du tablier. Ce comportement constaté sur le modèle 3D a permis de valider le fait de réaliser une étude de flexion longitudinale uniquement en 2D.

Les vérifications de résistance à chaque phase provisoire ont été menées selon les Eurocodes, conformément au référentiel de dimensionnement de l'ouvrage lors de sa conception.

Les charges de trafic fréquentes ont été prises en compte pour les vérifications. Une interdiction de doubler a été mise en place sur l'ouvrage pour les poids lourds, et tout convoi exceptionnel a été interdit pendant la durée des travaux.

Il a également été vérifié que la contrainte de traction en fibre inférieure des poutres principales restait limitée afin d'éviter toute fissuration des sections lors des phases d'enlèvement d'un hauban. Pour cela, un cas de charge non réglementaire a été créé, représentant des charges d'exploitation « réelles ». Les re-tensions provisoires des haubans ont été ajustées de sorte à ce que la contrainte de traction en fibre inférieure des poutres ne dépasse pas  $f_{ctm}$ .

Par ailleurs, il est important de noter la prépondérance de l'effet de l'enlèvement du hauban dans la décompression de la fibre inférieure de la poutre, effet qui ne présente aucune incertitude. De l'ordre du tiers de cet effet a été compensé par la re-tension provisoire préalable des haubans adjacents.

## IV.2 Mise au point du phasage et du suivi au cours des travaux

### A. Phasage de remplacement des haubans

Compte tenu de la récupération des torons du hauban n°23 pour remplacer ceux du hauban n°20, l'ordre de remplacement des haubans a été choisi comme suit : H21, H22, H23 et H20.

Le phasage « type » de remplacement d'un hauban a suivi les étapes suivantes :

- Re-tension provisoire des haubans adjacents au hauban à remplacer,
- Démontage toron par toron (68 torons pour les haubans n°20 à 22 et 73 torons pour le hauban n°23),
- Descente de la gaine PEHD,
- Levé topographique tablier - pylônes et mesures de tension de quelques haubans la nuit après démontage d'un hauban,
- Mesure de la longueur à tension nulle de trois torons déposés,
- Ajustement éventuel des instructions de mise en tension après intégration dans le modèle de calcul des données topographiques, de mesures de la tension dans les haubans et des charges réelles sur le tablier,
- Montage de la nouvelle gaine avec son toron maître,
- Mise en tension du toron maître à l'ancrage inférieur au vérin monotoron,
- Mise en tension toron par toron à l'aide du boîtier d'Isotension® à 80%,
- Levé topographique tablier - pylônes et mesures de tension des haubans dans la zone concernée, la nuit après tension à 80%,
- Ajustement éventuel des instructions de mise en tension après intégration des données topographiques, de tensions mesurées et de charges réelles sur le tablier dans le modèle de calcul,
- Mise en tension toron par toron à l'aide du boîtier d'Isotension® à 100%.

Il a été possible de retenir provisoirement aussi bien les haubans conservés que ceux remplacés grâce à l'ajustement au vérin annulaire de l'ancrage supérieur réglable situé dans le pylône. La position des clavettes de blocage des torons n'a par conséquent pas été modifiée lors de ces étapes de re-tension provisoire.

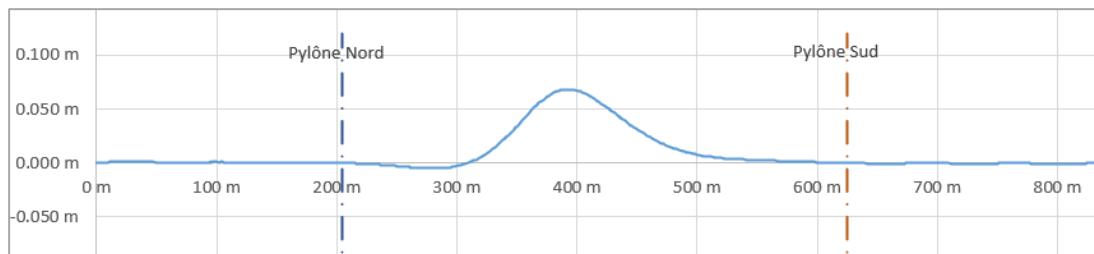


Figure n°10 : exemple de l'effet de la re-tension de trois haubans sur la flèche du tablier

### B. Suivi au cours des travaux

Afin de faciliter les mesures de tension des haubans au cours des travaux, des cellules de force ont été installées sur l'ancrage inférieur de sept haubans (n°18 à 24) pour des lectures de force instantanées.

Pour chaque phase de mesures définie par Arcadis, Freyssinet a fourni un plan avec toutes les charges (équipements, matériaux, véhicules) présentes dans la zone de travail afin qu'elles puissent être saisies dans le modèle. Arcadis a ainsi pu comparer le comportement réel de la structure avec le comportement théorique et définir les ajustements nécessaires sur les instructions de tension des haubans.

Une réactivité importante et un réel travail collaboratif ont été nécessaires entre tous les acteurs tout au long des travaux afin de limiter la durée de la gêne à l'exploitation et d'assurer une continuité dans les cycles de remplacement des haubans.

L'analyse des levés topographiques a été grandement facilitée par l'exploitation de l'instrumentation présente sur le pont depuis de nombreuses années : capteurs de température dans le béton du tablier et des pylônes ainsi que dans plusieurs haubans. Ces données ont permis de corriger les levés topographiques. En effet, ceux-ci, bien que réalisés de nuit sous fermeture complète du trafic, intègrent des différences de température entre éléments de structure qui peuvent s'avérer significatifs dans la déformation de la structure lorsque les flèches à mesurer ont de très faibles valeurs.

Un suivi de la fissuration des poutres du tablier a également été réalisé par inspection visuelle au cours du phasage de remplacement des haubans. Aucune nouvelle fissure n'a été détectée lors de ce suivi.

### C. Campagne de mesures après des travaux

Après le remplacement des quatre haubans concernés, un levé topographique de la structure a été réalisé sur l'ensemble du pont haubané (72 points de mesure sur le tablier et 24 sur les pylônes). Cette campagne de mesure correspondait au suivi trisannuel réalisé sur l'ouvrage depuis sa mise en service. Une campagne de mesure de la tension de l'ensemble des haubans a également été réalisée pour servir « d'état 0 » après travaux. Les mesures de tension ont été réalisées par la méthode de la corde vibrante, accompagnées d'une pesée directe de 16 haubans au vérin annulaire.

## V. TRAVAUX DE REMPLACEMENT DES HAUBANS

### V.1 Organisation des travaux sous exploitation

La gestion de l'impact des travaux sur les usagers, la simultanéité des travaux de remplacement avec le contrôle et les risques inhérents aux travaux de remplacement ont été étudiés, phase par phase lors de réunions de travail impliquant le concessionnaire Lusoponte, Arcadis, Freyssinet et les principaux intervenants de l'opération. Cela a permis de valider les méthodes de travail, les accès, l'enchaînement des travaux phase par phase avec les restrictions de circulation et les points de contrôle lors du remplacement de chaque hauban.

Les installations de chantier ont été positionnées sur le tablier au droit du pylône nord, le chargement de cette zone n'ayant quasiment pas d'impact sur la structure au droit des haubans à remplacer. Cette zone est toutefois particulièrement exposée au vent, un système de sécurité anti-basculement a par conséquent été installé pour stabiliser les conteneurs et les bureaux.

### V.2 Moyens d'accès

Etant donné que les haubans affectés par l'incendie étaient quasiment les plus longs de la travée, l'accès à la partie la plus haute du pylône était nécessaire. L'utilisation de grues et/ou de nacelles aurait nécessité des coupures de trafic combinées à des incertitudes dues au vent (avec des vitesses dépassant souvent les 40 km/h). En conséquence, une solution consistant à mettre en œuvre un échafaudage tubulaire monté sur place et accessible depuis le sommet du pylône a été retenue.

Des filets ont été installés autour et sous l'échafaudage préalablement à son montage et pour son utilisation, réduisant ainsi considérablement le risque de chute d'objets. Chaque pièce a été montée par l'intérieur du pylône. Tous ces travaux ont ainsi pu se dérouler entièrement sous circulation.



Figure n°11 : échafaudage d'accès aux haubans (hauteur total 18 m)

L'accès à la face inférieure de la poutre se faisait par la passerelle mobile de service du tablier. Etant donné que l'accès à la passerelle de service se fait en temps normal uniquement au droit du pylône, un échafaudage suspendu a été mis en œuvre pour permettre d'accéder directement à la passerelle au centre de la travée sans avoir à la déplacer sur 200 mètres plusieurs fois par jour.



**Figure n°12 : passerelle mobile de service (à gauche sous le tablier) et échafaudage d'accès situé à la mi-travée (à droite)**

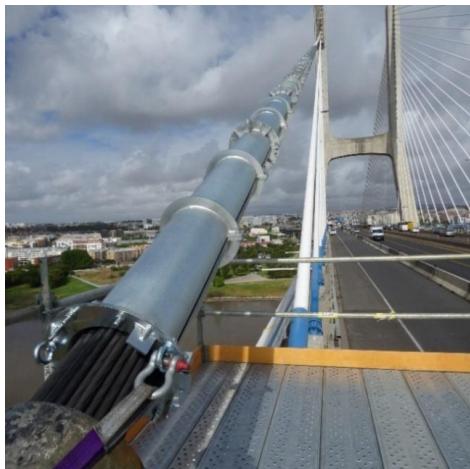
### V.3 Moyens de levage

Pour éviter l'utilisation de grandes grues et les coupures de circulation qui en résultent, une poutre en porte-à-faux a été fixée en tête de pylône et équipée d'un treuil électrique positionné en avant de l'échafaudage (voir figure n°11). Malgré l'utilisation d'un câble de sécurité redondant, il n'a pas pu être totalement écarté le risque de chute d'une gaine lors de sa dépose ou de son levage. Compte tenu de la proximité de la circulation, un système de cordes a été mis en œuvre entre le pylône et le tablier de sorte à guider une gaine qui viendrait à chuter, empêchant ainsi toute intrusion dans la partie exploitée du tablier.

### V.4 Préparation des haubans

La gaine générale des haubans n°21 et 22 a été partiellement fondu lors de l'incendie sur un linéaire de l'ordre de 20 mètres, conduisant à un glissement de la gaine vers le bas.

Afin de guider les torons lors de leur détension et d'éviter une éventuelle chute sur la chaussée en service en cas d'incident lors des travaux, il a été décidé de reconstruire les 20 mètres de gaine manquant au moyen de tubes métalliques en deux demi-coques. Ils ont été assemblés par éléments de 2 mètres, mis en place depuis le bas puis poussés tronçon par tronçon pour remonter la gaine à sa position initiale avant incendie.



**Figure n°13 : reconstitution de la gaine générale par des tubes métalliques en demi-coques**

## V.5 Préparation des torons

Un banc a été réalisé sur le tablier pour recevoir les torons démontés afin d'en mesurer un échantillonnage par hauban pour déterminer leur longueur à tension nulle (également appelée tension « de référence »). À cette fin, un toron avec des repères positionnés par un géomètre a été placé préalablement sur le banc. Les mesures de longueur ont été réalisées de nuit, plusieurs heures après dépose des torons sur le banc, de sorte qu'ils soient tous la même température.

Le banc a également servi à couper le premier toron (toron « maître » ou « de référence ») de chaque hauban à la bonne longueur.

## V.6 Démontage d'un hauban

Les haubans ont été détendus depuis l'ancrage inférieur, toron par toron, à l'aide d'un vérin monotoron. Une fois l'effort résiduel d'un toron enlevé, la clavette a été retirée à l'ancrage supérieur, puis le toron a été tracté sur le tablier par l'intérieur de la gaine.

Le dernier toron de chaque hauban a été déposé avec la gaine générale à l'aide du treuil linéaire positionné sur la poutre en porte-à-faux installée au sommet du pylône.

Le retrait de tous les torons d'un hauban a permis de déposer les ancrages existants, permettant ainsi leur inspection et leur entretien.

## V.7 Préparation et installation d'un hauban

La nouvelle gaine générale a été fabriquée à la même longueur que la gaine démontée. De même, le nouveau toron de référence a été préfabriqué en fonction de la longueur des câbles démontés.

Les nouveaux haubans ont été installés de manière classique. Le toron de référence a été levé avec la gaine générale à l'aide du treuil positionné sur la poutre en porte-à-faux située en tête de pylône. Chaque toron a ensuite été enfilé dans la gaine et mis en tension à l'ancrage inférieur à l'aide d'un vérin monotoron.

L'ancrage supérieur, réglable, a été positionné, préalablement à sa repose, à la longueur prévue dans les calculs de façon à intégrer les éventuelles re-tensions provisoires prévues dans le phasage.



Figure n°14 : levage d'une gaine (à gauche) et ancrage réglable démonté dans le pylône (à droite)

## **VI. CONCLUSION**

Après la phase d'inspection et d'investigations menée entre juin et août 2021, les études de structure et la préparation du chantier se sont déroulées sur plus de six mois, laissant le temps aux solutions d'être mises au point, puis validées.

Les travaux de remplacement, y compris les installations sur site, le montage des échafaudages et des haubans, ont ensuite été réalisés en cinq mois, de mi-avril à mi-septembre 2022.

La dernière campagne de levés et de mesures de force a permis de vérifier que la structure était revenue à sa géométrie initiale (avant l'incendie) et que la tension des haubans avait été rétablie. Cette campagne servira également « d'état 0 » pour le suivi périodique de l'ouvrage.

Le démontage complet des haubans affectés a permis de confirmer le bon état des composants des haubans non exposés aux flammes, comme l'avait déjà montré plusieurs campagnes d'inspection spécifiques menées depuis la mise en service de l'ouvrage. Entre autres, la stabilité de la couleur de la gaine blanche a été vérifiée, 23 ans après la construction, ainsi que l'absence de dommages à la fois aux ancrages et à la longueur libre des torons.

La réussite de cette opération est en grande partie due à un travail collaboratif de toutes les parties, notamment entre Arcadis et Freyssinet qui ont su mobiliser rapidement leurs équipes pour répondre positivement aux problématiques posées.

Nous remercions Lusoponte, et en particulier l'ingénieur Rui Monteiro, pour la gestion de tout le déroulé du projet de remplacement des haubans, de l'inspection aux travaux en passant par les études et la gestion des risques chantier vis-à-vis de l'exploitation de l'ouvrage.

Enfin, nous sommes particulièrement reconnaissants des conseils apportés par Michel Virlogeux qui ont conduit au maintien des six voies de circulation lors des travaux et à la garantie d'une plus grande durabilité à l'ouvrage en évitant toute fissuration des poutres en phase provisoire de travaux.

## **VII. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

[1] Guide des dossiers de sécurité des tunnels routiers – Fascicule 4 : Les études spécifiques des dangers (ESD) – CETU – Septembre 2003

[2] Eurocode 2 partie 1-2

# Diagnostic, surveillance, modélisation et études exploratoires de réhabilitation du pont haubané Masséna à Paris

VAURIGAUD B.<sup>1</sup>, LOSSET P<sup>1</sup>., LABOURIE L.<sup>1</sup>, DELAHAYE E.<sup>1</sup>, CHAMBON P.<sup>1</sup>, CHEMINEAU H.<sup>1</sup>, COMBESCURE E.<sup>2</sup>, KERTAOUI Z.<sup>3</sup>, DUFAYET A.<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Cerema, 25 avenue François Mitterrand, 69500 Bron, [bastien.vaurigaud@cerema.fr](mailto:bastien.vaurigaud@cerema.fr)

<sup>2</sup> setec tpi, 42-52 Quai de la Rapée, 75012 Paris, [etienne.combescure@setec.com](mailto:etienne.combescure@setec.com)

<sup>3</sup> setec tpi, 42-52 Quai de la Rapée, 75012 Paris, [zakaria.kertaoui@setec.com](mailto:zakaria.kertaoui@setec.com)

<sup>4</sup> Ville de Paris, 121 avenue de France, 75013 Paris [ambroise.dufayet@paris.fr](mailto:ambroise.dufayet@paris.fr)

## Résumé

Le pont Masséna est un ouvrage haubané de première génération, construit entre 1966 et 1969 pour assurer la continuité du périphérique parisien en franchissant les voies ferrées provenant de la gare d'Austerlitz. D'une longueur de 493m, il s'agit d'un des plus longs ponts de Paris. Il supporte un trafic dense et continu de 200 000 véhicules par jour, dont 10% de poids lourds. La largeur du tablier est de 36m et la chaussée compte 4 voies de circulation dans chaque sens. Cet ouvrage est de très haute importance stratégique pour la circulation sur le boulevard périphérique parisien et la circulation des trains en sortie de la gare d'Austerlitz.

Le pont Masséna comprend trois travées haubanées de 81m, 161m et 81m, à raison de deux paires de haubans par pylône. Les haubans sont des faisceaux constitués de 19 câbles clos. Les haubans présentent un état global dégradé, avec des zones de corrosion et de ruptures de fils, qui font l'objet d'une attention particulière depuis plusieurs années. Les endommagements sont situés à l'intérieur du faisceau et dans les chambres d'ancrages des haubans. Après une première analyse du niveau de sécurité de l'ouvrage, des mesures de surveillance renforcée acoustiques et visuelles ont été mises en place. Des mesures provisoires de protection sont venues compléter la surveillance pour ralentir la progression des désordres. Pour autant, les pathologies observées demeurent évolutives.

En parallèle, des études ont été menées afin d'évaluer finement le comportement, le niveau de sécurité et la résilience de l'ouvrage, puis de proposer des méthodes de sécurisation et de réparation. Une modélisation par éléments finis a été réalisée afin de déterminer la capacité portante de l'ouvrage, en configuration saine et sous différentes hypothèses d'endommagement.

Enfin, une étude exploratoire de remplacement des haubans a été menée selon 3 scénarios distincts : confortement par le dessus à l'aide d'une suspension provisoire, dans l'épaisseur du tablier, et par le dessous à l'aide de palées provisoires.

# I. Introduction

## I.1 Description générale de l'ouvrage

Le pont Masséna constitue une infrastructure essentielle du boulevard périphérique parisien (BP), situé sur son axe sud, entre l'autoroute A4 (porte de Bercy) et l'autoroute A6b (porte d'Italie). Avec une longueur de tablier de 493 mètres, il surplombe actuellement une trentaine de voies ferroviaires : des voies secondaires de triage, des lignes principales Paris-Bordeaux et Paris-Orléans, ainsi que des voies de garage et de maintenance du Technicentre Paris-Austerlitz.

Le pont Masséna appartient à la première génération des ponts à haubans, semblable dans son concept au remarquable pont Théodore Heuss à Düsseldorf, en Allemagne, inauguré en 1958. Ces ouvrages se distinguent par un tablier peu élancé et un nombre limité de haubans de forte section, dont la fonction essentielle était de remplacer une pile dont l'installation sous le tablier se révélait trop complexe.

Construit entre 1968 et 1969, le pont a été réalisé sous la maîtrise d'ouvrage de la Ville de Paris et la maîtrise d'œuvre de la SNCF. Celle-ci s'est associée aux bureaux d'études Fives Lille Cail ainsi qu'à l'ingénieur-conseil allemand Hellmut Homberg.

## I.2 Dimensions, élévation, coupes transversales

L'ouvrage se compose de six travées avec des portées respectives de 41,90 m, 55,54 m, 80,95 m, 161,43 m, 80,66 m et 72 m (Figure 72). Le tablier, large de 36 m, intègre un terre-plein central de 4 m, deux chaussées de 14 mètres chacune, et deux trottoirs de 2 m. Les trois travées centrales sont soutenues par un système de haubanage axial disposé dans un plan vertical unique. Cet haubanage se compose de quatre paires de haubans portés par deux pylônes s'élevant à 32,8 mètres au-dessus du niveau du tablier.

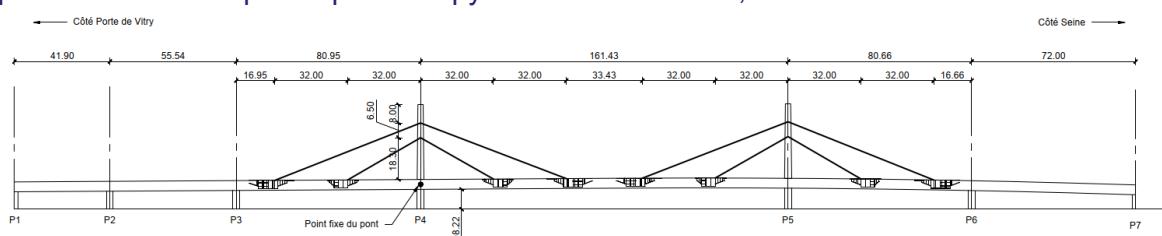


Figure 72: Elévation générale du pont Masséna

Dans cette typologie de ponts, la faible quantité de haubans impose un tablier rigide, capable de supporter d'importants moments de flexion et de limiter la flèche sous surcharge autant que possible. Dans le cas du pont Masséna, la hauteur des poutres-caisson mixte du tablier a été augmentée par le concepteur à 4,3 m. Ces deux caissons, chacun d'une largeur de 5 m, sont disposés avec un espacement de 13 m entre les âmes intérieures. Dans les travées suspendues, le tablier est constitué d'une dalle orthotrope mixte avec une dalle en béton armé de 10 cm d'épaisseur (voir figure 2). En revanche, dans les travées non suspendues, les caissons sont simplement entretoisés à intervalles d'environ 4 m et pourvus d'une dalle mixte comprenant 20 cm de béton, remplaçant ainsi la dalle orthotrope mixte.

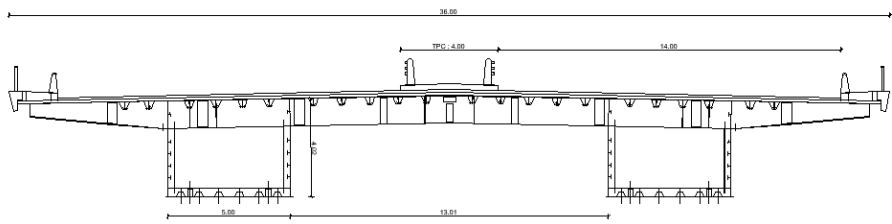
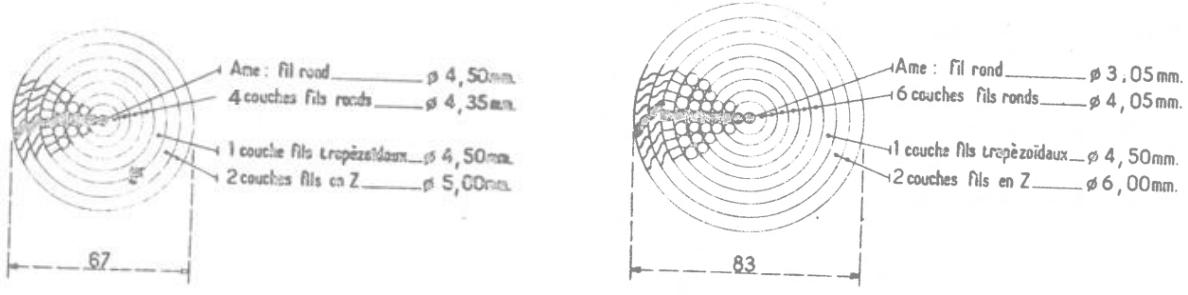


Figure 73: Coupe transversale du pont Masséna

### I.3 Description des câbles et de leurs ancrages et des selles

Les haubans supérieurs (et inférieurs) sont composés de 19 torons clos, d'un diamètre de 83 mm environ (pour les haubans supérieurs) et de 67 mm environ (pour les haubans inférieurs), regroupés sous forme d'un faisceau hexagonal. Les torons clos des haubans supérieurs sont constitués de 9 couches disposées autour d'un fil central par torsion alternative, les torons des haubans inférieurs quant à eux sont composés de 8 couches selon une configuration similaire. À partir des documents d'archives et des diamètres des fils testés à l'époque, la composition la plus probable des torons est celle présentée sur la Figure 74 :



- 1 fil rond central  $\phi 4,50$  mm au niveau de l'âme
  - 4 couches en fils ronds  $\phi 4,35$ mm
  - 1 couche en fils trapézoïdaux  $h 4,50$ mm
  - 2 couches extérieures en fils à section en Z  $h 5,00$ mm
- 1 fil rond  $\phi 3,05$  mm au niveau de l'âme
  - 6 couches en fils ronds  $\phi 4,05$ mm
  - 1 couche en fils trapézoïdaux  $h 4,50$ mm
  - 2 couches extérieures en fils à section en Z  $h 6,00$ mm

Figure 74 : Composition probable des torons supérieurs (à droite) et inférieurs (à gauche)

D'après les essais de contrôle réalisés à l'époque, la charge à rupture des torons de 83 mm de diamètre est d'au moins 617 tonnes, tandis que celle des torons de 67 mm de diamètre atteint au minimum 410 tonnes. Les essais sur fils ont montré des résistances à rupture de 140 à 175 kg/mm<sup>2</sup> selon les fils considérés, ce qui conduit à une perte au commettage d'environ 12%. Les torons ont été aussi préétirés en usine afin de stabiliser leur allongement et leur module d'élasticité, lequel est en moyenne de 162 GPa pour les câbles de 67 mm, et de 156 GPa pour ceux de 83 mm.

A l'entrée du tablier, ces torons se répartissent verticalement en cinq nappes : 2 nappes latérales composées de 3 câbles, 2 nappes intermédiaires de 4 câbles, et une nappe centrale comportant 5 câbles. Ces câbles s'épanouissent également horizontalement dans les plans de ces nappes. L'épanouissement des câbles s'effectue à l'intérieur de caissons d'ancrage, constitués de deux âmes symétriques par rapport à l'axe du tablier (également appelées joues verticales). Ces âmes mesurent 3,60 m de hauteur et sont espacées de 2,0 m, avec une longueur variant de 12 m à 17 m, en fonction du type de hauban (inférieur ou supérieur). La terminaison des câbles au niveau de l'ancrage en partie basse dans le tablier se fait au moyen de culots posés sur des chevêtres en H prenant appuis sur des traverses ou « persiennes » rivetées sur les joues des caissons d'ancrage



Figure 75 : Vue des culots d'ancrage des haubans

Les culots sont pourvus d'oreilles qui ont été utilisées en phase provisoire pour appliquer une pré-tension de 15 tonnes par câble, ce qui représentent, à titre d'exemple, seulement 13% de l'effort sous charges permanentes des câbles inférieurs (110 tonnes par câble). La capacité des oreilles reste donc limitée.

Les haubans sont continus et franchissent des selles de déviation au passage des pylônes (Figure 76). La selle d'inflexion des haubans inférieurs est conçue sous la forme d'un éventail de 2,6m de rayon, équipée d'un balancier en acier la rendant mobile en phase de chantier. Elle repose sur un support télescopique, lui-même posé sur un empilement de camarteaux depuis lesquels le levage par vérinage a été réalisé pour tendre les haubans. Le support télescopique coulisse dans des glissières en U aménagées à l'intérieur des pylônes, il est ensuite boulonné aux glissières après la mise en tension des haubans, et la fixation de la selle inférieure de manière permanente par soudure d'un plat à sa tête.

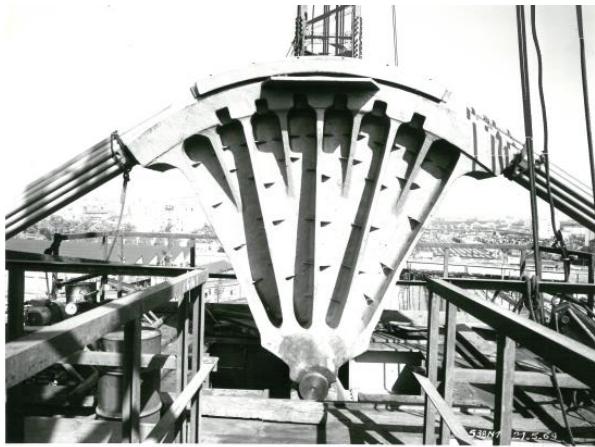
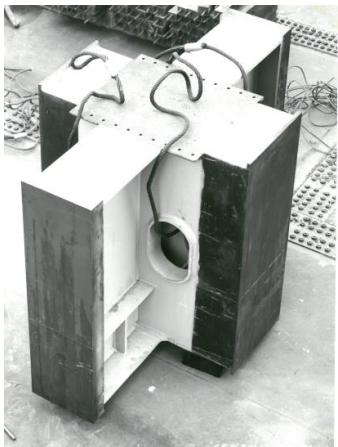


Figure 76: Photos d'archive des selles de déviation

Les haubans supérieurs sont déviés par une selle mobile sur rouleaux. Elle repose également sur un support télescopique, dont la partie supérieure longitudinale est prolongée au-delà des parois des pylônes. Cette excroissance a permis, durant la phase chantier, d'installer des cadres de levage provisoires utilisés pour vérifier le dispositif et mettre en tension les haubans. A la fin des opérations de réglage, le dispositif télescopique est fixé aux parois transversales et longitudinales du pylône à l'aide de boulons HR.

## II. Etat de l'ouvrage et suivi

### II.1 Pathologie des câbles

L'ouvrage présente des ruptures de fils sur les torons constitutifs de chaque hauban en partie courante et dans les chambres d'ancrages.

Dans les conceptions en faisceau, les câbles internes ne possèdent pas de protection anti-corrosion individuelle, la protection anti-corrosion est assurée par la peinture des faces externes des câbles extérieurs et par des protections collectives (voir Figure 77). L'eau est empêchée de pénétrer à l'intérieur du faisceau par un masticage des gorges supérieures, des sorties éventuelles sont permises en partie inférieure. En partie basse du câble, la protection est assurée par un système identique auquel viennent s'ajouter des colliers d'arrêts de ruissellement permettant de bloquer un écoulement éventuel jusqu'à l'ancrage bas.

Dans le cas du pont Masséna, l'endommagement progressif des mastics et de la protection anti-corrosion des câbles externes ont conduit à des circulations d'eau internes au faisceau donnant lieu à une corrosion interne des torons se traduisant notamment par la présence de produits de corrosion en partie inférieure et entre les torons. Ce défaut d'étanchéité a conduit aussi par ruissellement interne à des arrivées d'eau à l'intérieur des chambres d'ancrages, au niveau des colliers d'épanouissement et en fond de chambres. Des arrivées d'eau supplémentaires liées à des défauts d'étanchéité des colliers anti-ruissellement (Figure 77) ont aussi été observées sur ces points.

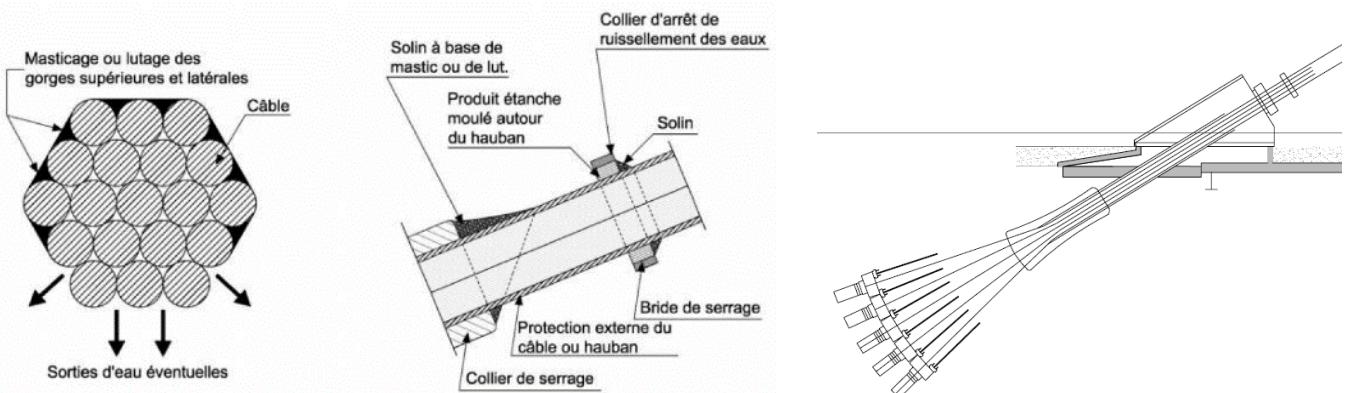


Figure 77 Dispositions constructives habituelles pour la protection anti-corrosion de faisceaux de câbles

De plus, des arrivées d'eau issues du terre-plein central, liées à un défaut d'étanchéité de ce dernier, ont généré une lame d'eau sur les câbles au droit de l'ouverture supérieure de la chambre d'ancrage. Cette lame s'est appliquée sur les torons individuels entre le collier d'épanouissement et les culots d'ancrage. Elle est à l'origine de multiples ruptures de fils réparties sur l'ensemble des torons.

Les expertises réalisées par l'Université Gustave Eiffel sur des fils Z rompus prélevés sur les couches externes ont montré que les fils étaient de constitution habituelle pour l'époque de construction sans dégradations de leurs caractéristiques mécaniques avec un comportement ductile à la traction. Il n'a pas été constaté de mécanismes aggravants de type corrosion sous contrainte ou fretting-fatigue dans les zones libres. Les ruptures de fils observées ont donc été causées par dissolution des fils sous la lame d'eau jusqu'à atteinte d'une section critique entraînant la rupture.

Dans la zone libre, les endommagements ont été observés principalement sur les fils des couches externes, quelques torons présentent cependant des cratères de dissolution et des ruptures de fils sur la première couche interne. Les endommagements situés dans le collier d'épanouissement sont difficilement

quantifiables mais des ruptures de fils sont aussi observées à ce niveau. Les ouvertures de colliers anti-ruissellement ont montré une corrosion sous collier sans ruptures de fils visibles. Dans les autres sections, les câbles ne présentent aucun endommagement significatif.

Les constats de multiples fils rompus sur les torons individuels en chambres d'ancrage ont conduit la Ville de Paris à confier au Cerema une mission d'assistance à maîtrise d'ouvrage pour la réalisation d'un diagnostic, d'une évaluation sommaire de la capacité portante résiduelle, de prescriptions de surveillance, et la rédaction d'un cahier des charges pour un recalcul et avant-projet de sécurisation-réparation.

## II.2 Analyse sommaire de la capacité portante

L'analyse sommaire de la capacité portante résiduelle des câbles visait à évaluer les coefficients de sécurité des torons individuels en situation dégradée ainsi que le risque de rupture en chaîne de torons individuels pouvant mener à la perte d'un hauban complet et la ruine de l'ouvrage.

L'analyse se base exclusivement sur l'état d'endommagement des torons individuel entre les culots d'ancrage et le collier d'épanouissement. Les endommagements ont été observés visuellement dans la totalité des chambres d'ancrages. Une perte de section a ainsi été attribuée à chaque toron. L'analyse s'est ensuite concentrée sur les 3 chambres présentant les endommagements les plus importants.

Quatre niveaux d'endommagement, représentés par des pertes de section, ont été définis :

- D1 : pertes de section directement estimée par le visuel
- D2 : si 1 unique fil d'une couche est endommagée en visuel la couche est considérée perdue
- D3 : réduction de 10% de la section résiduelle estimé en D1
- D4 : réduction de 10% de la section résiduelle estimé en D2

Le réglage de l'ouvrage a été vérifié à l'aide de mesures de tension par méthode vibratoire. Les mesures ont pu être réalisées seulement sous demi-fermeture mais les résultats se sont avérés cohérents avec les éléments de la note de calcul. Un relevé radar de la structure de chaussée sur le tablier a permis de confirmer l'absence de rechargement d'enrobés. Les efforts sous charges permanentes et variables considérés sont les efforts issus de la note de calcul initiale de l'ouvrage au règlement de 1960 [1].

Pour les hypothèses d'endommagement les plus défavorables, certains torons élémentaires sont très dégradés (dans les épanouissements des ancrages inférieurs) et leur coefficient de sécurité doit s'approcher de 1.

L'éventualité d'une rupture des torons les plus dégradés a été examinée en prenant un coefficient dynamique de 2 sur les efforts transférés sur les torons restants. Les ruptures se limitent théoriquement aux torons les plus dégradés et après disparition de ceux-ci le coefficient de sécurité global des haubans est de l'ordre de 2 (alors qu'il était initialement égal à 3).

Ces évaluations conduisent à mettre en place une surveillance acoustique permanente (jusqu'à la mise en sécurité définitive de la structure), effectuer des travaux visant à limiter et ralentir la dégradation des haubans, lancer les études nécessaires à la mise en sécurité définitive du pont.

## II.3 Actions de surveillance

Suites aux constats réalisés, l'ouvrage a été placé sous le régime de la surveillance renforcée conformément au référentiel du fascicule 3 de l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art.

Les actions de surveillance ont d'abord consisté à approfondir les contrôles visuels. Des contrôles exhaustifs ont été réalisés dans les chambres d'ancrages, au voisinage des ancrages, dans la partie épanouie, et de part et d'autre du collier d'épanouissement. Les espaces inter-torons dans les colliers d'épanouissement ont été inspectés à l'endoscope sur la totalité de la longueur du collier. L'inspection a cependant été partielle en raison de la présence de cales zinc bloquant la progression de l'endoscope.

Par la suite, les capots supérieurs des chambres d'ancrage ont été démontés ainsi que des colliers anti-ruissellement amont. Enfin, la partie aérienne des câbles, l'intérieur des pylônes et les selles de déviation ont été inspectés.

Toutes les zones ont montré la présence de corrosion avec des pertes de matière variables selon les zones et les torons considérés. Parmi les zones ayant pu être inspectées visuellement, ce sont les parties de câble dans la zone d'épanouissement qui ont montré l'endommagement le plus avancé. Certaines zones n'offrent cependant pas la possibilité de réaliser une inspection visuelle complète (colliers, intérieur du faisceau).

A partir de ces constats, des périodicités d'inspection visuelles ont été définies : tous les 15 jours pour les chambres d'ancrage, tous les 18 mois pour les autres zones. Afin de compléter la surveillance visuelle une surveillance acoustique [2] des câbles a été mise en place. Cette surveillance acoustique a notamment pour objectif de détecter des ruptures dans des zones non visitables et d'assurer un suivi permanent de l'ouvrage. Cette surveillance a été mise en place et est actuellement exploitée par la société Sites.

La surveillance acoustique est réalisée à partir de 120 accéléromètres répartis sur l'ensemble des haubans. Les accéléromètres enregistrent 24h/24 les vibrations longitudinales des câbles avec une fréquence d'échantillonnage de 100kHz. L'architecture est conçue par demi-hauban et la synchronisation du système pour un hauban complet est assurée par une horloge GPS. Cette synchronisation permet que l'ensemble des capteurs, pourtant connectés à des centrales d'acquisition différentes, soient synchronisé à quelques nanosecondes sur la même ligne temporelle . Un accéléromètre est placé tous les 10m en partie aérienne et chaque chambre d'ancrage comporte 9 capteurs. Le principe de surveillance est une détection par zone à l'échelle du faisceau complet en partie aérienne, le zonage se fait ensuite par nappe en chambre d'ancrage. Les capteurs encadrent notamment des zones critiques non visitables : colliers anti-ruissellement, colliers d'épanouissement, culots d'ancrage.

La surveillance acoustique est complétée dans chaque chambre d'ancrage par une surveillance visuelle à l'aide de 4 caméras réalisant une prise de vue quotidienne. Toute alerte sur seuil du système de surveillance acoustique déclenche aussi une prise de vue afin de pouvoir comparer les situations avant/après alerte de rupture. Le système a fait l'objet d'une période d'apprentissage et de plusieurs phases d'analyse et de calibrage des filtrages et des seuils d'alertes avant son exploitation courante.

Le système de surveillance est interrogable et paramétrable à distance, les données sont accessibles au gestionnaire. Le contrôle de son bon fonctionnement est assuré par des fonctions d'auto-diagnostic de la chaîne de mesure mais aussi par des tests mensuels à l'aide de chocs ciblés et calibrés. Dans le cadre de la surveillance renforcée, les alertes sont gérées toutes les semaines mais le système est conçu pour pouvoir basculer à la demande en haute surveillance délivrant alors alertes et analyses de ruptures en temps réel.

Les actions de surveillance montrent un état relativement stable de l'ouvrage avec 7 ruptures de fils en 3 ans réparties dans différentes chambres d'ancrage dont une constatée visuellement. Par ailleurs, les inspections visuelles en chambres d'ancrage ont signalé 10 ruptures de fils, cependant les fils concernés avaient déjà été identifiés comme quasi-rompus dans le diagnostic de capacité résiduelle de 2018. Ces actions permettent donc d'exploiter l'ouvrage en sécurité dans l'attente de travaux lourds.

## II.4 Mesures provisoires mise en place

Ces mesures provisoires ont pour objectif de ralentir l'évolution de l'endommagement des torons liée aux circulations d'eau. La réalisation d'une étanchéité du TPC relevant de travaux lourds, les arrivées dans les chambres depuis le TPC, notamment la lame d'eau s'exerçant dans la zone d'épanouissement des câbles, ont été traités provisoirement par la mise en place de bâches de forte épaisseur détournant l'eau des câbles pour la ramener en fond de caisson. Une évacuation des eaux en fond de caisson a aussi été mise en œuvre.

Par ailleurs, dans la zone d'épanouissement, les zones des torons individuels présentant une perte de matière et de protection anti-corrosion ont été décapées afin de retirer les produits de corrosion et mieux observer l'état des fils. Une protection provisoire a été mise en place par application d'un époxy polyamine bi-composant hautement tolérant aux défauts de préparation de surface. Le produit a été choisi blanc afin de permettre un meilleur suivi visuel des ruptures éventuelles de fils ou l'écoulement de produits de corrosion.

Enfin, les arrivées d'eau en partie inférieure sont en cours de traitement avec la réfection des colliers anti-ruissellement (voir Figure 77). A ce stade, il n'est pas envisagé de réfection complète de la protection anti-corrosion en partie aérienne avec rétablissement de l'étanchéité du faisceau sur la totalité du linéaire des haubans. Ces travaux seraient particulièrement lourds et complexes au regard d'un changement de suspension à réaliser à court terme. Un cerclage des faisceaux visant à contenir l'effet dynamique d'une rupture éventuelle de toron et éviter le fouettement de celui-ci sur le tablier est en cours de conception.

Au regard de l'état stable de l'ouvrage, il semble que ces interventions à bas coût et faible impact sur l'exploitation sont bénéfiques en l'attente de réalisation de travaux lourds.

## III. Expertise structurelle et avant-projet de réparation

### III.1 Modélisation aux éléments finis

Dans le cadre du diagnostic structurel de l'ouvrage, et afin de simuler des scénarios d'endommagement, de confortement ou de réparation, une modélisation aux éléments finis numérique complète de l'ouvrage a été réalisée avec le logiciel Pythagore ©, logiciel interne Eléments finis de **setec tpi**.

La modélisation choisie pour la structure mixte du tablier est un grillage de poutres (Figure 78), c'est-à-dire, un croisement de barres longitudinales, modélisant les caissons porteurs et le hourdis participant, et de barres transversales, modélisant les entretoises métalliques et le hourdis. Le modèle en réseaux de poutres permet d'ajuster manuellement certains paramètres tels que les largeurs participantes du hourdis béton, les inerties de flexion d'axe vertical des entretoises et des caissons porteurs et les inerties de torsion des lanières béton. La modélisation effectuée prend en compte les recommandations du Guide du SETRA "Conseil pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres".

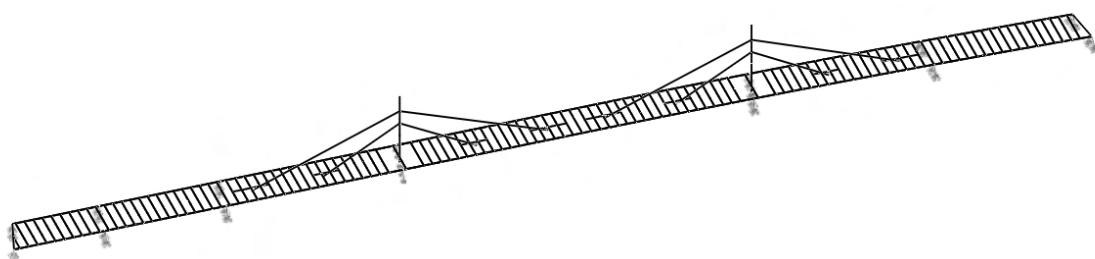


Figure 78: Modèle éléments finis du pont Masséna

La structure du tablier est modélisée avec des caractéristiques géométriques et une répartition de matière fidèles aux plans d'exécutions pour chaque élément. Les pylônes sont représentés par des éléments filaires, dont la raideur correspond aux sections résistantes. Chaque hauban est modélisé par 19 barres sans inertie, parallèles, et possèdent une section égale à celle d'un câble clos. Cette modélisation simplifie l'analyse des scénarios de rupture en permettant de supprimer le nombre de torons correspondant à l'endommagement considéré. Les nœuds des haubans et ceux des pylônes sont reliés par des liaisons qui ne permettent que la translation longitudinale. Au niveau des haubans inférieurs, cette liaison est bloquée après le clavage de la charpente métallique. La modélisation des caissons d'ancrages par des éléments poutres à l'axe de l'ouvrage a été ajoutée pour solidariser plusieurs entretoises au niveau des points d'ancrage des haubans. Cette configuration favorise une diffusion plus progressive des efforts transmis par les câbles.

La première étape cruciale de modélisation consiste à reconstituer le phasage de construction du pont afin évaluer l'état de sollicitation hyperstatique de l'ouvrage sous charges permanentes après clavage du tablier et réglage des haubans. Cet état dépend de nombreux paramètres, tels que la dénivellation des appuis lors du lançage, les tensions initiales dans les haubans, ainsi que les charges appliquées sur le tablier au moment du clavage.

Étant donné que le phasage exact tel qu'exécuté sur le chantier n'est pas connu avec certitude, plusieurs scénarios de phasage plausibles ont été intégrés dans le modèle numérique et comparés aux rares résultats disponibles dans les archives. Ces résultats proviennent essentiellement d'un phasage sommaire utilisé pour le contre-calculation effectué par Séchault et Metz. Le phasage finalement retenu est celui qui a démontré une cohérence satisfaisante sur plusieurs aspects : la répartition des réactions sur les appuis, les tensions des haubans et la courbe des moments de flexion sous charges permanentes. Cette démarche a permis de calibrer le modèle numérique et de restituer un état initial aussi proche que possible de l'état actuel de l'ouvrage.

### III.2 Résultats du recalcul en termes de résilience

Les premiers recalculs ont confirmé que l'ouvrage est correctement dimensionné et respecte les exigences des hypothèses et des règlements en vigueur à l'époque, en particulier celles du Fascicule 61, Titre II, du 19 août 1960 [1]. La vérification du voilement des plaques raidies a été réexaminée en s'appuyant sur les abaques de Klöppel, Scheer et Möller [3], ainsi que certaines règles issues de la DIN 4114.

Le second calcul, réalisé conformément aux règles des Eurocodes, a intégré plusieurs paramètres essentiels : la prise en compte de la fissuration du hourdis au droit des appuis, les largeurs participantes du hourdis en béton ainsi que les effets du retrait et du fluage différé. La charge de foule du modèle LM4 de 500kg/m<sup>2</sup> s'est avérée dimensionnante compte tenu de la largeur du pont. Ce calcul a mis en évidence une insuffisance des âmes raidies des caissons vis-à-vis du critère de voilement sous cisaillement au voisinage des appuis. En effet, l'épaisseur des âmes, bien que suffisant au droit de l'appui, ne s'étend pas sur une longueur adéquate pour couvrir les efforts proches des appuis.

Globalement, le niveau de sollicitation engendré par un trafic de classe 1 Eurocode est équivalent à celui du modèle de charge de foule. En revanche, les sollicitations sous un trafic de classe 2 sont relativement réduites : elles sont inférieures de 10 % pour le moment positif à mi-travée et pour l'effort tranchant au niveau de l'appui P4, et jusqu'à 20 % pour le moment négatif sur ce même appui à titre d'exemple.

Selon les chargements appliqués à l'époque, les haubans supérieurs en service supportent une charge maximale d'environ 4100 tonnes, dont 3000 tonnes issues des charges permanentes, tandis que les haubans inférieurs supportaient une charge maximale d'environ 2800 tonnes (2100 tonnes sous charges

permanentes). Ces valeurs sont équivalentes aux charges ELS des Eurocodes pour un trafic de classe 2. A l'ELU, Les haubans supérieurs peuvent atteindre une charge maximale de 5500 tonnes, générant une contrainte approximative de 600 MPa, soit un taux de travail de 70 % par rapport au critère ELU de l'Eurocode EN 1993-1-11 [4]. De leur côté, les haubans inférieurs supportent une charge maximale de 3900 tonnes, donnant une contrainte de 650 MPa, avec un taux de travail de 76 % selon le même critère.

Sous un trafic de classe 1 ou sous une charge de foule, les tensions dans les haubans sont augmentées d'environ 7,5 % par rapport aux valeurs précédentes. Par ailleurs, l'effet de fluage du câble recommandé par l'Eurocode 3-1-11, estimé à 15 mm/m en l'absence de données précises, a un impact négligeable tant sur la structure portée que sur les tensions des haubans.

L'évaluation et l'analyse de la sécurité de l'ouvrage s'est réalisée suivant différents hypothèses et scénarios d'endommagement des haubans ainsi que différentes conditions d'exploitation. La perte de 5 torons élémentaires parmi les 19 torons constituant chaque hauban représente le facteur limitant principal pour la justification de l'ouvrage avec un trafic nominal. Une distinction a été établie entre les torons situés dans la partie inférieure du faisceau, où l'effort reste confiné sous la pression exercée par les torons supérieurs. La perte de ces torons n'affecte l'effort que d'un seul côté du pylône, une situation particulièrement défavorable pour les haubans inférieurs dont la selle est fixe, générant un moment supplémentaire à la section d'encastrement du pylône au tablier. Ce moment consomme intégralement la réserve de capacité disponible.

Enfin, il est utile de rappeler que l'ouvrage présente un inconvénient majeur lié au manque de redondance : la perte d'un hauban complet compromettrait la sécurité de l'ouvrage puisque le tablier n'est pas capable de reprendre les efforts tranchants induits aux points d'ancrage et aux appuis.

### **III.3 Etudes exploratoires de remplacement des haubans**

La mission confiée à **setec tpi** s'est poursuivie par une étude exploratoire visant à examiner l'ensemble des solutions possibles pour le supportage provisoire et définitif, en vue du remplacement des haubans endommagés. Les solutions retenues doivent impérativement garantir le maintien du niveau de sécurité actuel de la structure, tant en service que pendant les travaux.

Des solutions par le dessous, utilisant des palées provisoires à partir desquelles le tablier est vériné pour décharger les haubans, ont été étudiées. Cette solution est peu intrusive pour le tablier, tant que le vérinage se fait sous les âmes des caissons. En revanche, elle nécessite de condamner temporairement plusieurs voies SNCF pendant toute la durée du chantier. Plusieurs positions d'implantation des palées ont été donc étudiées afin d'en réduire le nombre au juste besoin. Les simulations numériques ont révélé qu'une palée est indispensable au droit de chaque hauban, qu'il soit court ou long. Toutefois, la raideur importante du tablier permet une certaine flexibilité quant à l'implantation exacte des palées. Les solutions par le dessous impliquent également des travaux lourds de fondations profondes pour les appuis provisoires. Un prédimensionnement révèle la nécessité de 8 pieux de diamètre 1m forés à 10m de profondeur pour fournir une capacité de 3016 tonnes / file d'appui. Cette capacité est nécessaire pour maintenir un trafic quasi-normal sur le périphérique parisien pendant toute la durée des travaux.

Une autre solution envisagée consiste à utiliser des câbles de précontrainte extérieure disposés dans l'épaisseur du tablier, avec un tracé dévié en forme de bateau. Deux familles de câbles ont été considérées, adaptées respectivement aux haubans courts et longs. Cependant, cette typologie a rapidement été écartée en raison de la complexité des ancrages nécessaires et de la puissance requise des câbles. En effet, cette configuration engendrerait un effort de compression considérable et inadmissible dans le tablier, qui entraînerait un fonctionnement structurel très éloigné de la conception initiale de l'ouvrage.

Enfin, des solutions par le dessus nécessitant une suspension provisoire ont également été examinées. Certaines configurations offrent l'avantage d'une relative simplicité de déploiement, comme une suspension classique utilisant un câble parabolique placé au sommet des pylônes. Cependant, ces options présentent des limitations importantes : soit une souplesse excessive du système, soit une incapacité des pylônes à supporter les efforts induits. En effet, l'épure matière du pylône ne permet pas de reprendre l'intégralité de l'effort normal injecté depuis le point haut. Une autre configuration a également été testée : les suspensions ont été également rigidifiées et appuyées depuis le point bas, en reprenant les efforts au niveau des selles inférieures. Cependant, cette disposition s'est avérée peu efficace en raison de l'inclinaison des câbles inférieurs, qui nécessite une tension considérable pour supporter le trafic même avec la neutralisation d'une voie dédiée aux besoins du chantier.

La seule solution faisable consiste en un supportage du tablier à l'aide de haubans ayant la même inclinaison et la même épure que les existants, installés latéralement dans l'emprise du terre-plein central.

Cette dernière solution, qui permet d'intervenir majoritairement depuis le tablier, en s'affranchissant des contraintes ferroviaires sous-jacentes, a été retenue à l'issue de l'analyse technico-économique réalisée. De plus, la possibilité de garder ce supportage comme solution de supportage définitive a été examinée, compte tenu des avantages coût et planning apportés.

Dans cette solution, les haubans existants en câbles clos sont remplacés par une technologie plus récente de haubans multi-torons parallèles gainés cirés, offrant un niveau de durabilité plus élevé. Chaque hauban supérieur est remplacé par 2 x 3 unités 55T15S de part et d'autre des pylônes et de 2 x 3 unités 37T15 pour les haubans inférieurs (Figure 79).

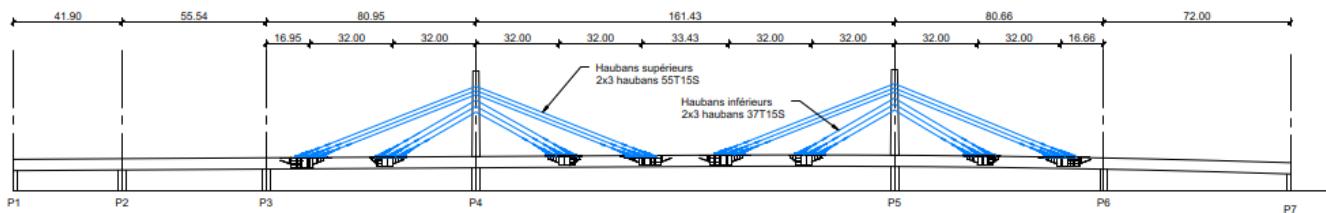
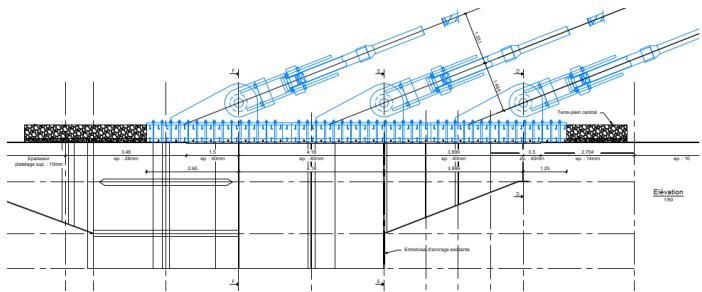


Figure 79: Haubans neufs à l'état projeté

La structure existante du pont doit être adaptée pour recevoir les nouveaux points d'ancrage des futurs haubans, ce qui représente la principale difficulté technique du projet. Au niveau du tablier, l'étude de faisabilité prévoit un système d'ancrage des haubans via un axe et des oreilles de forte épaisseur. Le réglage et la mise en tension des futurs haubans sont effectués depuis l'ancrage bas à l'aide de barres relais, de façon à pouvoir préfabriquer le câble au maximum et réduire le temps d'installation in situ. Côté tablier (Figure 80), la plaque et l'oreille d'ancrage sont fixées aux âmes des caissons d'ancrage grâce à un massif en béton fibré ultra performant (BFUP) et des barres de précontrainte. Au niveau des pylônes, la fixation de l'extrémité haute des haubans est assurée par deux plaques de transfert de 4,5 mètres de haut, fixées aux parois latérales extérieures des pylônes par boulonnage.



**Figure 80: Anchrage inférieur des haubans neuf sur le tablier**

La faisabilité d'une détente des haubans existants par vérinage et descente des supports télescopiques, selon un procédé inverse à celui utilisé lors de la mise en tension initiale a été démontrée. Une descente de 40 cm des supports télescopiques est suffisante pour détendre complètement un hauban. Cette opération est prévue en parallèle des mises en tension des nouveaux haubans, pour garantir un transfert de charge progressif entre les haubans neufs et les haubans existants. Par ailleurs, une méthode alternative de détente contrôlée est envisageable, impliquant une libération progressive toron par toron, à l'aide de mordaches, de part et d'autre des pylônes.

## IV. Conclusion

Le pont Masséna est un ouvrage haubané de première génération, avec un tablier peu élancé et un nombre réduit de haubans. Ces ouvrages offrent peu de redondance, la perte d'un seul hauban entraînant la ruine de l'ouvrage, contrairement aux ouvrages haubanés modernes.

En raison d'un endommagement des torons constitutifs des haubans, l'ouvrage est actuellement sous surveillance renforcée. Les endommagements ont été principalement causés par des circulations et arrivées d'eau à l'intérieur du faisceau et dans les chambres d'ancrages. La conception des chambres d'ancrages et la configuration en faisceau rendent complexe la protection des torons individuels. Des mesures conservatoires visant à ralentir la progression de la corrosion ont été mise en œuvre : détournement des arrivées d'eau majeures, application d'un complexe de protection sur les zones les plus endommagées. Le rétablissement d'une protection par rénovation des colliers anti-ruissellements et masticage est en cours. Un cerclage du faisceau visant à contenir l'effet dynamique d'une rupture éventuelle de toron et éviter le fouettement de celui-ci sur le tablier est en cours de conception.

La surveillance renforcée est assurée par des inspections visuelles régulières et un système automatisé de surveillance acoustique.

Les études structures de scénario de dégradation des haubans ont montré que l'on pouvait perdre jusqu'à 5 torons sur un faisceau de 19 torons avant d'atteindre la ruine de l'ouvrage, un des facteurs limitants étant la section d'encastrement des pylônes, mais également le report de charge sur les torons restants.

Compte tenu de l'état de dégradation des haubans, l'objectif recherché est de remplacer les haubans, de manière pérenne, tout en prenant en compte les très fortes contraintes d'exploitation, que ce soit sur ouvrage (périphérique parisien) et sous l'ouvrage (exploitation ferroviaire quasi continue). Les solutions de supportage par le dessous à l'aide de palées provisoires ont été écartées du fait des coûts directs et indirects engendrés par l'impact sur le trafic ferroviaire. Les solutions de renforcement dans l'épaisseur du tablier à l'aide de câbles extérieurs additionnels ne sont pas faisables techniquement. Les solutions par le dessus à l'aide d'une suspension provisoire sont faisables techniquement, mais nécessitent une suspension provisoire aussi proche que possible du haubanage existant.

La solution privilégiée à ce jour consiste à déployer des haubans neufs en parallèle des haubans existants, avec transfert de charge progressif depuis les haubans existants vers les haubans neufs. La principale difficulté technique réside dans l'ancrage des haubans neufs, au droit du pylône et du tablier, mais également dans la prise en compte des très fortes contraintes d'exploitation routière et ferroviaire lors des futurs travaux.

Les désordres sur les haubans semblent peu évolutifs depuis la mise en place des mesures de suivi et de confortement provisoire. Toutefois, ces désordres sont significatifs (de nombreuses ruptures de fils) et l'expérience montre que lorsque la corrosion est amorcée, il est difficile de ralentir significativement voire de stopper sa progression. Les travaux de remplacement des haubans sont donc inéluctables, dans un horizon qui reste à définir compte tenu des contraintes d'exploitation.

## VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Fascicule 61 titre I à V - 19 août 1960 - Fascicule spécial n°60-17 bis Cahier des prescriptions communes applicables aux travaux relevant des services des ponts et chaussées
- [2] Fiche B5-3 des cahiers interactifs UGE-Cerema <https://piles.cerema.fr/les-cahiers-interactifs-uge-cerema-a2078.html>
- [3] Revue de construction métallique n°3-1985- Y.Galéa " Voilement des plaques rectangulaires raidies utilisation des abaques de Klöppel, Scheer et Möller
- [4] Eurocode EN 1993 - Partie 1-11 : Calcul des structures à câbles ou éléments tendus

# KING FAHD CAUSEWAY ASSESSMENT

## RÉ-ÉVALUATION GLOBALE DE VIADUCS EN BÉTON PRÉCONTRAINTE A MI-VIE

Amandine Chambosse<sup>1</sup>, Jérémie Archimbaud<sup>2</sup>

<sup>1</sup> EGIS, Saint-Quentin-en-Yvelines - France, amandine.chambosse@egis-group.com

<sup>2</sup> VSL Middle East LLC, Dubai – Emirats arabes unis, jeremy.archimbaud@vsl.com

### Résumé

Le King Fahd Causeway relie l'Arabie Saoudite au Bahreïn en traversant la partie occidentale du Golfe Persique. Construit entre 1981 et 1986, le causeway, long de près de 25 km, comprend 5 ponts (cumulant 12.5 km), des digues et 3 flyovers. Les 5 ponts sont constitués de poutres-caissons en béton précontraint. Le recours à la préfabrication et à la précontrainte a été largement utilisé pour réaliser ces ouvrages, tant pour les tabliers que pour les appuis, dans une recherche de durabilité dès l'époque de la construction.

Actuellement au milieu de sa durée de vie théorique (75 ans), l'ouvrage est fortement exposé à un environnement agressif marin et à une augmentation sensible des charges de trafic depuis son ouverture.

EGIS, avec ses partenaires APPLUS et VSL, est chargé d'une évaluation complète de cette infrastructure, pour le compte de la King Fahd Causeway Authority, la société gestionnaire de l'ouvrage. Cette mission comprend des inspections visuelles, des investigations sur les matériaux sur site et en laboratoire, pour évaluer la condition des bétons et de la précontrainte, en privilégiant des techniques non destructives ou les moins intrusives possibles. La mission inclut aussi la modélisation et le recalcul des structures selon les normes actuelles, l'évaluation de la durabilité à l'aide de modèles prédictifs pour les chlorures, et la formulation de recommandations pour les inspections et la maintenance futures. Une plateforme digitale Web-SIG est développée pour cartographier l'état de l'ouvrage, intégrant un jumeau numérique et divers indicateurs de gestion.

# I. LE KING FAHD CAUSEWAY

## I.1 Contexte

Le King Fahd Causeway (KFC) relie l'Arabie Saoudite à l'île principale du Bahreïn en assurant le franchissement de la partie occidentale du Golfe Persique. Cette infrastructure, construite entre 1981 et 1986 par la société néerlandaise Ballast Nedam, est cruciale pour les échanges économiques et sociaux entre les deux pays. Le causeway est constitué d'une succession de ponts et de digues, sur une longueur totale de près de 25 km.



Figure n° 1 : Le causeway dans le golfe persique

Les 12.5 km de digues sont répartis en 7 tronçons, et séparés par 5 ponts. Les 5 ponts représentent un linéaire cumulé de 12.5 km, avec une longueur de 5 194 m pour le pont principal (pont n° 3).

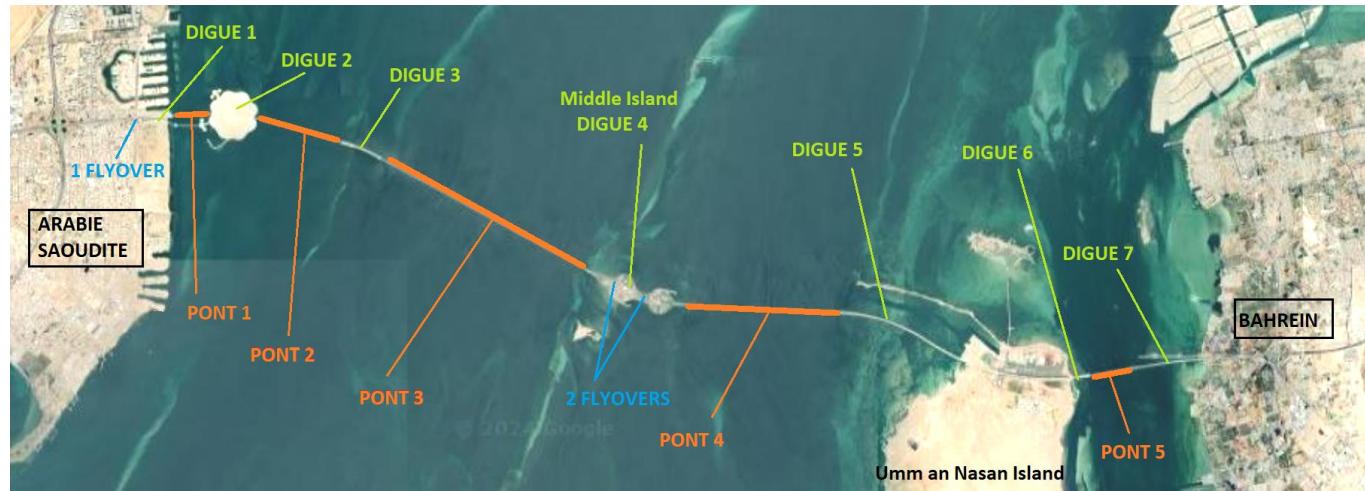


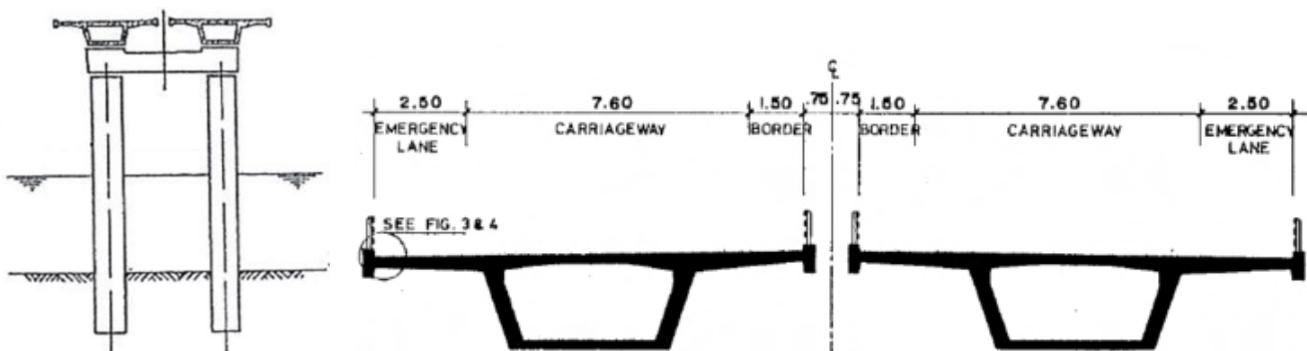
Figure n° 2 : Le causeway et ses différentes infrastructures

Le Causeway comprend deux voies de circulation et une voie d'urgence dans chaque sens de circulation. C'est un équipement de type autoroute à péage et à accès contrôlé, gérée par la King Fahd Causeway Authority (KFCA), une organisation administrée conjointement par l'Arabie Saoudite et le Bahreïn. Jusqu'à 60 000 véhicules empruntent chaque jour cette infrastructure. A mi-longueur se trouve une île artificielle (Middle Island) qui porte les postes frontières entre les deux pays.

Le Causeway, qui date aujourd'hui de 40 ans, fait l'objet d'une évaluation approfondie de son état, notamment en raison de son exposition à un environnement marin agressif et à une augmentation sensible des charges de trafic depuis sa mise en service.

## I.2 Les ouvrages

Les 5 ponts (respectivement 934, 2034, 5194, 3334 et 934 mètres de long) sont constitués de deux poutres-caissons en béton précontraint, indépendantes, identiques et parallèles (1 caisson par sens de circulation), d'une largeur de 12.3 mètres pour chacun des caissons.



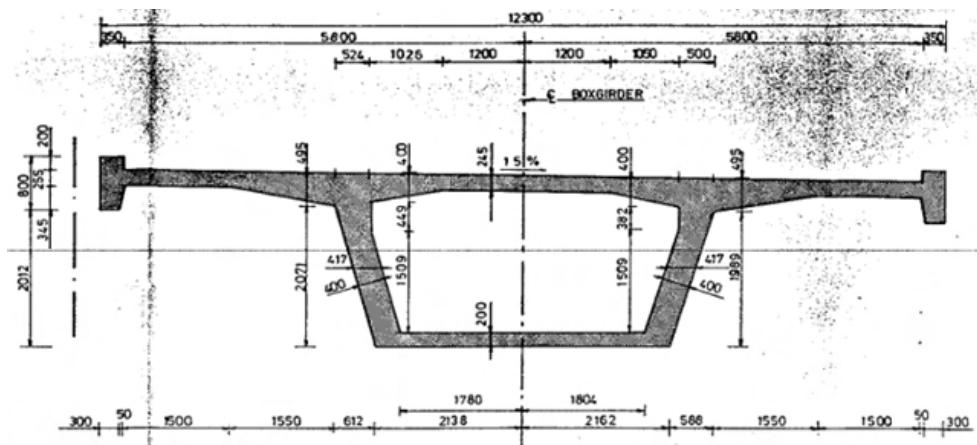
**Figure n° 3 : Coupe transversale type**



## Figure n° 4 : Vue du pont 3

## Les travées standards

Les différents ouvrages sont constitués d'une succession de travées standards répétitives, de 50 m de longueur et de hauteur constante et égale à 2.5 m. Ils ont été réalisés avec des méthodes basées sur la préfabrication pour minimiser le temps de construction et garantir une qualité de réalisation.



### **Figure n° 5 : Section courante des travées standards**

Crédit photo : APPPLUS

Les travées standards sont toutes bâties sur un schéma structurel unique avec une succession de travées isostatiques et indépendantes, les travées cantilever sont prolongées par un porte-à-faux de 8 m de long permettant d'accueillir une travée suspendue de 34 m de long.

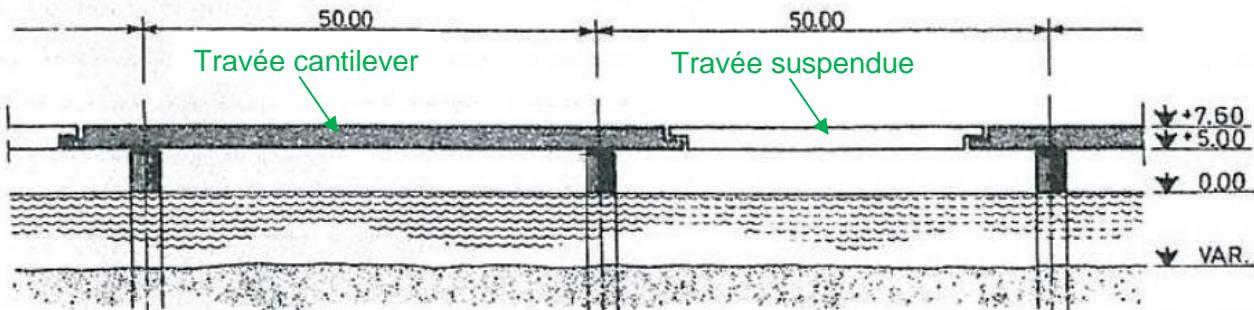


Figure n° 6 : Principe de conception des travées

Une des particularités est donc en conséquence la présence de joints cantilever entre la travée suspendue et la travée cantilever.

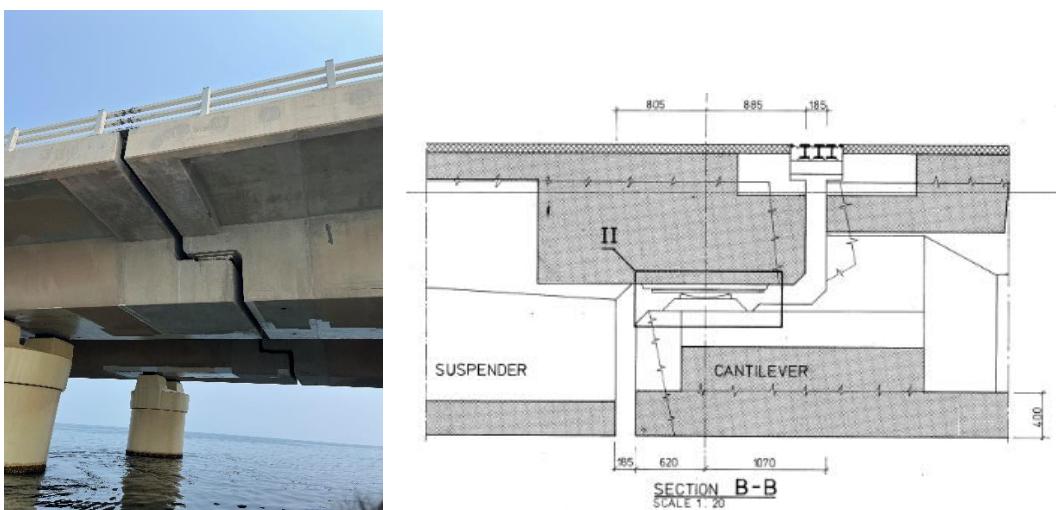
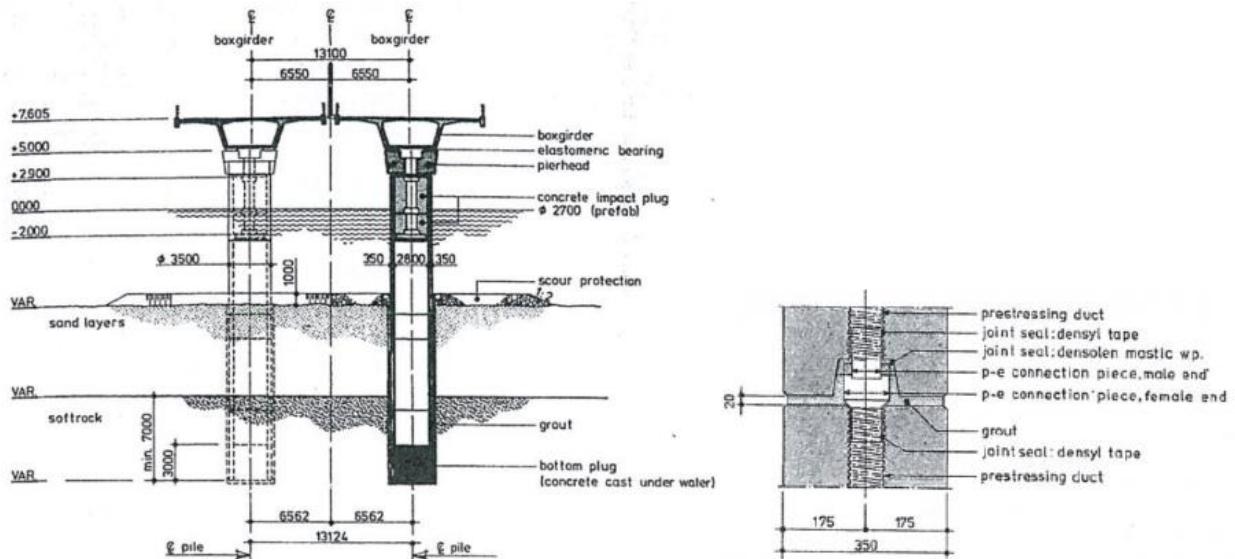


Figure n° 7 : Joint cantilever entre travée cantilever et travée suspendue

La précontrainte longitudinale des travées suspendues est constituée de 4 paires de câbles 18T15S, celle des travées cantilever est constituée de 6 paires de câbles 19T15S. Il y a également de la précontrainte transversale dans le hourdis supérieur (câbles 19Φ7). Enfin, localement en bout de travées, des barres de précontrainte sont présentes dans les âmes et dans le hourdis inférieur.

Quant aux appuis, leur conception suit les mêmes principes : standardisation, préfabrication et précontrainte. Les appuis standards, de type pieux-colonnes, sont constitués de segments circulaires creux préfabriqués de l'ordre de 5 à 6 m de long et de 3.5 m de diamètre. Les segments sont précontraints (câbles 7T15S), la continuité entre segments est assurée par continuité de la précontrainte.

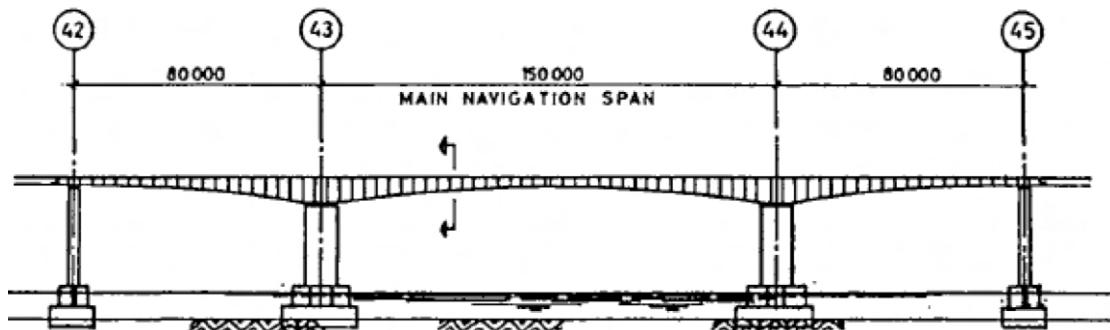
Les fûts ont été recouverts dès la construction d'un revêtement époxy afin de les protéger vis-à-vis des chlorures marins. Ce revêtement a été mis en œuvre de -2 m à +8 m par rapport au niveau d'eau. Ce revêtement est actuellement entretenu et renouvelé avec un revêtement époxy polyamine bicomposant, spécialement adapté au milieu marin (atmosphérique ou en immersion) et résistant à l'abrasion. [1]



**Figure n° 8 : Coupe transversale type avec les pieux colonnes (à gauche) et principe de continuité de la précontrainte au niveau des joints entre segments (à droite)**

### La passe navigable principale

Le pont 3 comprend une travée de 150 m de long qui constitue la passe navigable principale. Cette partie est constituée de 3 travées continues : 80 m – 150 m – 80 m, construites par encorbellements successifs.



**Figure n° 9 : 3 travées continues du pont 3**

Le caisson est ici constitué d'un ensemble de segments préfabriqués de hauteur variable : 8 m pour les segments sur piles principales à 3.5 m à mi-portée des 150 m et 2.5 m sur les piles secondaires.

La précontrainte de fléau est constituée de câbles 12T15S ; la précontrainte de continuité est constituée de câbles 12T15S et 19T15S.

### Les flyovers

Le projet comprend également 3 flyovers : 2 flyovers sur la Middle Island et 1 flyover sur la côte saoudienne.

Les flyovers de la Middle Island sont constitués d'une succession de dalle béton armé et de dalles précontraintes suivant leur portée. Le premier ouvrage présente 10 travées (total 268 m) et le second 4 travées (total 119 m), de portées comprises entre 20 m et 36 m.

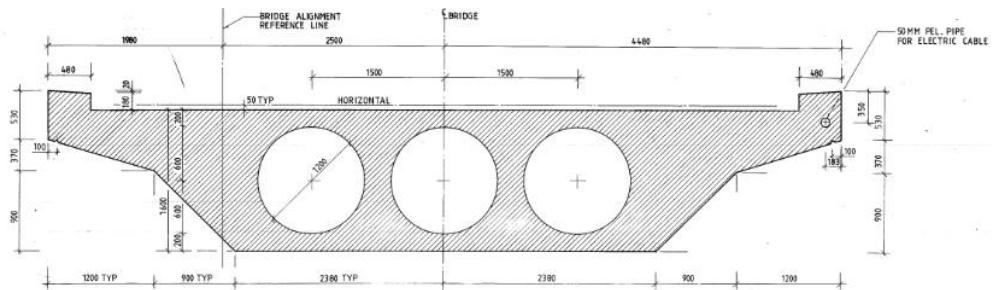


Figure n° 10 : Coupe transversale type du flyover Ouest de la Middle Island

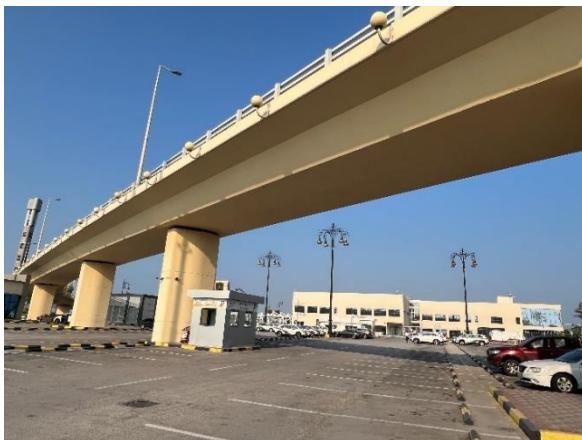


Figure n° 11 : Le flyover Ouest de la Middle Island

Le dernier et 3<sup>ème</sup> flyover est un pont dalle précontraint, à 4 travées, de longueur totale de l'ordre de 70 m.

#### Un objectif de durabilité dès l'époque de construction

Les structures ont été conçues et fabriquées pour être efficaces et adaptées aux conditions environnementales agressives, afin de garantir leur durabilité : standardisation et préfabrication de la majeure partie des éléments, la plupart des pièces sont précontraintes pour limiter la fissuration et accroître leur durabilité, enrobages importants en relation avec le milieu marin, revêtement époxy des bétons les plus exposés.

## II. MISSIONS

La mission confiée à EGIS, et ses partenaires APPLUS et VSL, inclut un état des lieux complet des infrastructures, ainsi que la définition d'un programme d'inspections et de maintenance pour les prochaines années.

La mission comprend notamment :

- **l'analyse des données existantes** (documents et plans issus de la période de construction, rapports d'inspections et d'investigations réalisées par le passé) ;
- **les inspections visuelles des ouvrages.**

Différentes méthodes d'inspection ont été menées par notre partenaire APPLUS : une inspection visuelle classique au contact pour les parties intérieures des caissons, une inspection par drone pour les parties extérieures, une inspection subaquatique de quelques appuis.

Un modèle photogrammétrique de l'ensemble des structures a été construit sur la base des images drone (partenaire TRENDSPEK) et le travail des inspecteurs s'est fait sur la base de ce modèle photogrammétrique.

Les méthodes conventionnelles d'inspection auraient requis des moyens d'accès importants, et avec un impact sur l'exploitation du causeway (neutralisation d'une voie pour les nacelles d'inspection).

Le modèle photogrammétrique devait permettre la détection de fissures de 0.1 mm.

L'inspection des appareils d'appui et également du houardis inférieur, a été limité avec cette technique par le fait que les drones ne sont pas passés sous les travées lors de la prise des clichés.

Les zones les plus sensibles (appareils d'appuis et têtes de piles, zones des appuis cantilever), nécessitant une levée de doute, ont fait l'objet d'une inspection complémentaire par nacelle à déplacement négatif.



Credit photo : APPLES

Figure n° 12 : Nacelle d'inspection

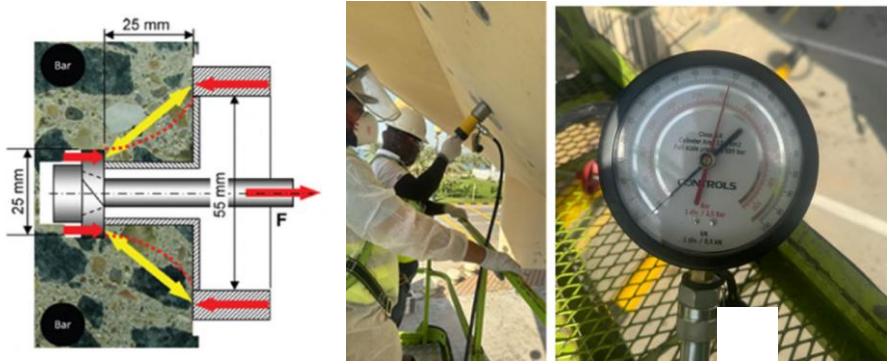
- **des investigations sur site et en laboratoire sur l'aspect matériaux.**

Que ce soit pour les bétons ou pour la précontrainte, les investigations ont consisté à privilégier des méthodes non destructives puis semi destructives quand nécessaire pour des zones ou des thèmes plus ciblés et également pour calibrer les méthodes non destructives.

Pour les bétons, les investigations ont notamment consisté en :

- mesures d'enrobages
- mesures de la carbonatation en zone d'enrobage
- profils des ions chlorures en zone d'enrobage
- mesures des potentiels et vitesse de corrosion ; le principe consiste à évaluer la présence d'un courant électrique en mesurant des différences de potentiels entre une électrode de référence et les armatures passives. L'objectif est de déterminer s'il existe une activité de corrosion au niveau des armatures passives avant même que les effets de celle-ci soit visible au niveau des parements
- mesures de la résistance du béton : scléromètre (mesure non destructive en surface), CAPO test (mesure de la force nécessaire pour arracher un insert métallique encastré dans l'enrobage du béton et le fragment de béton qui y est rattaché), écrasement d'éprouvettes
- auscultation sonique pour vérifier l'homogénéité des bétons, la méthode consiste à analyser les vitesses de propagation des ondes dans la masse du béton, elle permet notamment de détecter la présence de vides ou de fissures.
- compositions des bétons
- résistivité électrique et coefficient de diffusion des ions chlorures, ces essais de laboratoire sont des indicateurs permettant de qualifier la durabilité des bétons, ils constituaient un des entrants pour une évolution prédictive des chlorures et de la carbonatation.

Au global, plus de 1500 essais ont été réalisés sur site dont 60 prélèvements de carottes (diamètres entre 75 et 150 mm, longueurs entre 120 et 250 mm, suivant les mesures à réaliser sur l'échantillon). Ces investigations ont été réparties sur les différentes parties (hors eau) des piles et des tabliers.



Crédit photo : APPLUS

Figure n° 13 : CAPO test



Crédit photo : APPLUS

Figure n° 14 : Mesures de potentiels de corrosion

Pour la précontrainte, nous détaillons plus particulièrement au chapitre suivant les investigations menées par VSL.

- **la modélisation et le recalcul des ouvrages** dans leur état actuel, vis-à-vis des derniers règlements et standards applicables. L'AASHTO et les codes locaux pour prendre en compte le contexte local sur certains effets comme les charges roulantes, la température, le vent...ont été appliqués. En particulier, les études de flexion longitudinale ont été réalisées pour les travées standards et les travées continues du pont 3, en tenant compte de la précontrainte, des phénomènes de fluage et de retrait et des différentes pertes de précontrainte. Les modèles ont été réalisés dans un premier temps sur la base des données théoriques, puis ils ont été réajustés en tenant compte des constats in-situ (notamment résistance des bétons, épaisseurs de chaussée et tension dans les câbles issus des essais à l'arbalète).

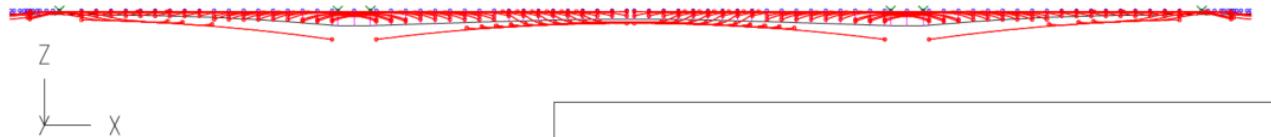


Figure n° 15 : Modèle ST1 3 travées continues du pont 3 avec modélisation de la précontrainte existante

- l'évaluation de la durabilité de la structure à l'aide de **modèles numériques prédictifs de vieillissement du béton vis-à-vis des chlorures et de la carbonatation**, en collaboration avec le CERIB [2-4]. Les simulations prédictives sont basées sur les résultats expérimentaux concernant le béton obtenus lors de la campagne d'investigations 2024.

L'objectif est de prédire l'avancée du front des chlorures et de la carbonatation dans les différentes parties d'ouvrage (soumises à des expositions différentes) dans les prochaines années. La

comparaison de cette avancée à la position des armatures permettra de définir les meilleures stratégies de maintenance (choix des méthodes pour la prévention de la corrosion des armatures vis-à-vis des chlorures et leur période de leur mise en œuvre).

- le **diagnostic de l'ouvrage** en tenant compte des différents constats précédents, qu'ils soient calculatoires, in-situ (inspections et matériaux), de laboratoire ou de simulation prédictive (chlorures).
- l'élaboration des préconisations et **programmes d'inspections** pour le futur,
- l'élaboration des **programmes de maintenance et de réparations** pour le futur (court, moyen et long terme), avec hiérarchisation et priorisation des actions à engager en fonction des contraintes budgétaires et opérationnelles.
- les recommandations pour le **suivi par instrumentation**.

En parallèle, la mission comprend le développement d'une plateforme digitale basée sur la technologie Web-SIG (ESRI) afin de cartographier l'état de l'ouvrage. Cet outil collaboratif de travail et de centralisation de l'information auprès du Maître d'Ouvrage intègre :

- un jumeau numérique de l'entièreté du causeway : maquettes BIM 3D des 5 ponts, flyovers et digues ;
- la localisation, définition et gravité des désordres identifiés ;
- le calcul d'un index de condition des ouvrages (équivalent note IQOA) ;
- un tableau de bord présentant différents indicateurs de gestion (nombres de désordres, classement en fonction de leur gravité...) ;
- l'échéance et les statuts des opérations d'inspections et maintenances à prévoir par éléments d'ouvrages.

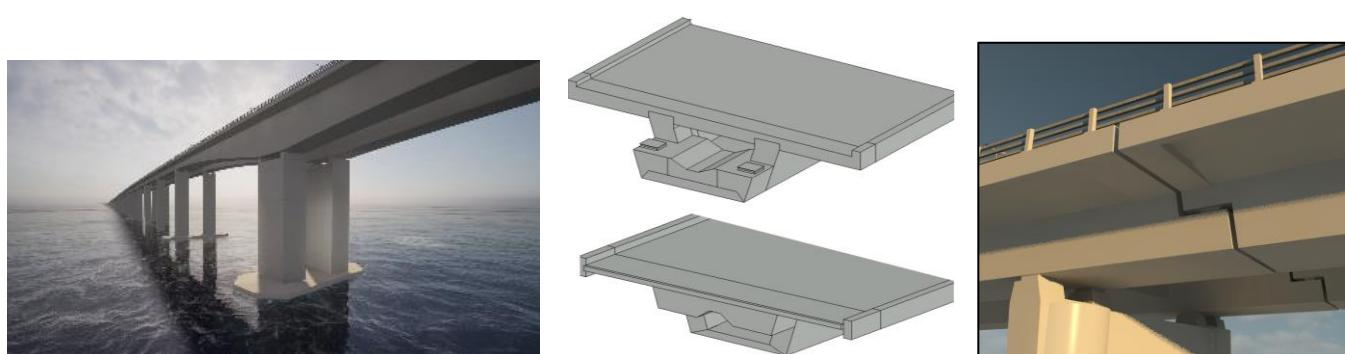


Figure n° 16 : Jumeau numérique Revit

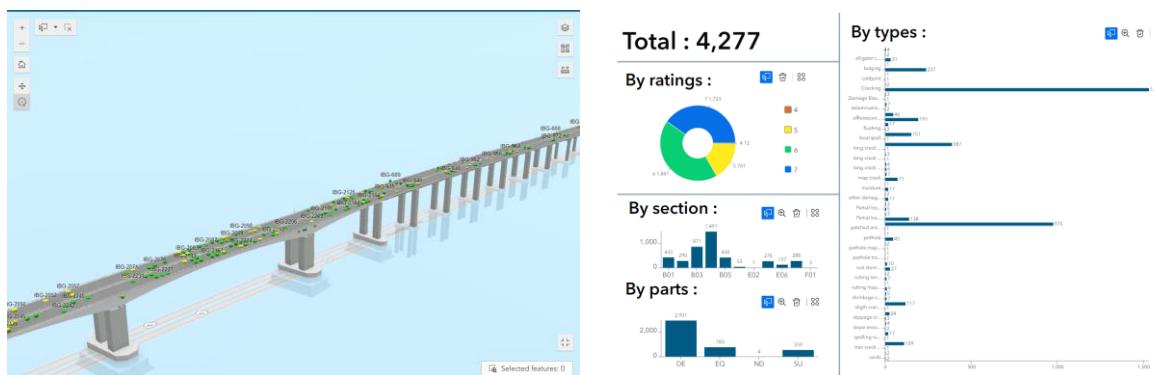


Figure n° 17 : Plateforme d'aide à la gestion

### **III. ETAT DES LIEUX DE LA PRECONTRAINTE**

#### **VSL : Expertise avancée en inspection des structures précontraintes**

Le projet d'inspection du King Fahd Causeway a constitué un défi technique de taille, nécessitant des méthodes à la pointe de la technologie. Une inspection complète de la précontrainte de la structure a été commandée par l'Autorité du King Fahd Causeway, avec l'expertise de VSL. Cette inspection, réalisée entre janvier et octobre 2024, a permis de collecter des données précieuses pour planifier la maintenance future et garantir la pérennité de cette infrastructure vitale.

#### **Défis et objectifs**

Il s'est agi d'une inspection d'ampleur des 5 ponts du King Fahd Causeway, cumulant 125 km de longueur de scanning sur le tablier et 8 km sur les poutres, avec la nécessité de minimiser l'impact sur la circulation, étant donné le rôle stratégique du pont.

#### **Méthodes employées**

VSL a eu recours à différentes techniques avancées afin d'évaluer en profondeur l'état de la précontrainte interne du pont. Celles-ci ont permis d'obtenir une vision exhaustive de la santé de la structure et de définir des priorités pour la maintenance future. Nous avons mis en œuvre une méthode innovante permettant, dans un premier temps, d'établir un état général des armatures grâce au radar à pénétration de sol (GPR), associé à un traitement avancé des données de radargramme via l'algorithme de Bridgology.

Cette approche a révélé les zones présentant un risque élevé de corrosion ou de désordre, aussi appelées « points chauds ». Ces résultats ont ensuite servi à optimiser le ciblage des essais invasifs, tels que l'ouverture de fenêtres d'inspection et le prélèvement d'échantillons.

- Scan radar (GPR)

Un des éléments clés de l'inspection a été l'utilisation du radar à pénétration de sol (GPR), qui a permis de scanner 125 km de tablier et 8 km de poutres. Cette méthode non destructive a été couplée à un traitement avancé des données de radargramme (solution Bridgology). Elle a permis de localiser les zones critiques où les armatures présentent un risque élevé de corrosion. Le GPR a également fourni des informations détaillées sur l'épaisseur de l'asphalte, la densité des barres d'armature et la présence d'anomalies dans le béton. Les résultats ont été intégrés à la maquette 3D du pont pour une visualisation optimale.

- Analyse ultrasonique (UPV)

L'utilisation de la méthode d'Ultrasonic Pulse Velocity (UPV), méthode non destructive qui mesure la vitesse de propagation des ondes ultrasonores à travers le béton, a permis de détecter des vides (poches d'air) ou anomalies dans les gaines de précontrainte, ainsi que d'évaluer la qualité du béton autour des torons. Cette technologie est particulièrement efficace pour identifier les zones où des pathologies internes risquent de compromettre la durabilité de la structure. Les mesures ont été effectuées sur des zones préalablement identifiées comme potentiellement à risque par le GPR.



**Figure n° 18 : Scan radar GPR (à gauche et au milieu) et analyse ultrasonique (à droite)**

- **Essai à l'arbalète**

L'essai à l'arbalète a été utilisé pour mesurer la force résiduelle dans les câbles précontraints. Cette technique semi-destructive consiste à exposer localement un câble en retirant une partie du béton, puis à fixer l'arbalète (ou crossbow) sur un toron. Celui-ci est ensuite connecté au DAQ, qui transmet les données au logiciel afin de mesurer la tension. Plusieurs essais à l'arbalète ont été effectués sur différents segments du pont, fournissant des données essentielles sur la précontrainte, et ont été comparés aux tensions théoriques de recalcul. Ce test est particulièrement adapté aux structures précontraintes, car il permet d'évaluer leur intégrité sans compromettre l'ensemble de la structure.

L'essai à l'arbalète sur armature de précontrainte est une technique permettant d'évaluer la force résiduelle d'un toron en appliquant une traction localisée.

Cependant, cette approche présente certaines limites. La mesure étant locale, elle ne reflète pas nécessairement l'état global de la structure. De plus, l'interprétation des résultats peut être influencée par plusieurs facteurs, tels que la géométrie du toron, son état de surface et les conditions de test, ce qui peut engendrer des incertitudes.



**Figure n° 19 : essai à l'arbalète**

Quant aux résultats, pour les travées standards, la moyenne des 5 essais réalisés conduit à des valeurs de tension entre 1004 et 1103 MPa en prenant en compte l'incertitude sur les mesures. La tension théorique correspondante était évaluée à 1030 MPa à 40 ans. Il a donc été conservé les valeurs théoriques de calcul pour les justifications. Pour les flyovers, 2 câbles ont été testés ; pour le premier, la tension mesurée moyenne était similaire à la tension théorique (2% d'écart) ; pour le deuxième, la tension mesurée était 20% supérieur à la tension théorique. Au vu des résultats et étant donné le peu d'essais, les recalculs des flyovers ont été menés sur la base des tensions théoriques.

- Fenêtres d'inspection

Des points d'accès spécifiques ont été créés à des endroits stratégiques pour permettre l'examen direct des câbles et des gaines de précontrainte. Ces ouvertures ont facilité la confirmation des résultats issus d'autres analyses, offrant une inspection visuelle approfondie des câbles et du béton environnant, ainsi que la possibilité de prélever des échantillons de coulis.

- Essais en laboratoire

Des prélèvements de coulis ont été réalisés sur le site pour effectuer des analyses approfondies en laboratoire. Ces tests ont permis de vérifier les risques de corrosion avec l'éventuelle contamination du béton par des éléments agressifs (chlorures), afin d'évaluer les risques à long terme pour l'intégrité des câbles.

## Résultats et recommandations

Les analyses menées ont révélé quelques zones présentant des risques de corrosion localisée et mineure, en raison de l'environnement marin agressif, ainsi que des anomalies mineures liées à des défauts de fabrication de certains éléments précontraints. Ces résultats ont permis de définir des priorités pour les interventions de maintenance. La collecte des données, notamment par le biais du GPR, a également permis d'alimenter un jumeau numérique de l'ouvrage, facilitant ainsi un suivi continu et une gestion proactive de la structure. Les données offriront des indications précieuses pour la planification à long terme et aideront à anticiper les besoins en maintenance préventive, assurant ainsi une gestion optimale de la durabilité de l'infrastructure.

## IV. CONCLUSIONS

Sur la base des investigations in-situ et de laboratoire, des inspections visuelles, des analyses structurelles, EGIS et ses partenaires APPLUS et VSL ont pu établir un diagnostic détaillé de cette infrastructure stratégique. La suite de la mission comprend le conseil au Maître d'Ouvrage sur ses opérations futures d'inspections (organisation des inspections, fréquences, points d'attention), de maintenance et de réparations (travaux de réparation et de protection des bétons, travaux d'entretien et de remplacements d'équipements, système de monitoring de l'ouvrage), renforcements structurels de certaines parties en regard de déficits réglementaires, afin de garantir la sécurité et la durabilité du causeway dans les années à venir.

## V. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Revêtement époxy – Produit JOTUN Marathon (Comp A + Comp B)
- [2] J. Mai-Nhu, « Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation-chlorures en présence de cycles hydriques », Thèse de doctorat, LMDC, INSA Toulouse, 2013.
- [3] L. Schmitt, « Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion : optimisation par une approche probabiliste », Thèse de doctorat, LMDC, INSA Toulouse, 2019.
- [4] P. Claude, « Development of a decision support tool in uncertain conditions for the maintenance of reinforced concrete structures subjected to corrosion », Toulouse, 2023.

# Travaux de renforcement et d'entretien spécialisé du VIPP 1381 sur le Reyran – A8

Guillaume PALAMINI<sup>1</sup>, Christophe CHANONIER<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Setec Diadès, Agence Sud-Est. guillaume.palamini@setec.com

<sup>2</sup> Setec Diadès, Agence Sud-Est. christophe.chanonier@setec.com

## Résumé

Le viaduc du Reyran est un ouvrage de type Viaduc Indépendant à Poutres Précontraintes (VIPP) à 3 travées qui porte l'autoroute A8, à proximité de Fréjus dans le Var (83). Il est constitué de deux tabliers disjoints réalisés au début des années 1960. En 1990, chacun des tabliers d'origine a été élargi à l'aide de nouvelles poutres disposées côté voie lente de chaque tablier existant. L'ensemble tablier d'origine – tablier d'élargissement est solidarisé par le biais d'entretoises précontraintes constituées de tubes métalliques.

Dans le cadre du programme de diagnostic des VIPP sur le réseau ESCOTA de Vinci Autoroutes, il a été établi, à la suite des investigations spécifiques et d'un recalcul, la nécessité d'effectuer des travaux d'entretien spécialisé et de renforcement de l'ouvrage.

Les travaux principaux sont :

- renforts en composites collés,
- précontrainte additionnelle,
- réfection des joints de chaussée transversaux et longitudinaux,
- dételage et ré-attelage transversal de l'ouvrage d'origine avec l'ouvrage d'élargissement,
- réinjection de quelques câbles de précontrainte existants.

Outre les spécificités inhérentes à l'exploitation autoroutière conservée pendant les travaux, et les enjeux environnementaux d'un ouvrage se situant en zone Natura 2000 et hébergeant des espèces protégées, la conception du renforcement de l'ouvrage a nécessité une analyse structurelle spécifique du joint longitudinal présent entre la structure d'origine et l'élargissement dont les déformations relatives sont différentes. Cette analyse a été notamment fiabilisée par des essais de chargement en phase conception et par un suivi spécifique pendant travaux.

## I. PRÉSENTATION D'UN OUVRAGE PARTICULIER

Le viaduc du Reyran est un ouvrage de type Viaduc Isostatique à Poutres Précontraintes (VIPP) à 3 travées qui porte l'autoroute A8 au Nord de Fréjus.

Il est constitué de deux tabliers disjoints réalisés au début des années 1960. En 1990, chacun des tabliers d'origine a été élargi à l'aide de nouvelles poutres disposées côté voie lente de chaque tablier existant. L'ensemble tablier d'origine – tablier d'élargissement est solidarisé, au niveau des entretoises d'origine, par le biais d'entretoises précontraintes constituées de tubes métalliques. L'ouvrage d'origine repose verticalement sur des corbeaux métalliques fixés à l'ouvrage d'élargissement.

L'ouvrage comprend donc deux tabliers distincts, soit un par sens de circulation. Chaque tablier est constitué de 3 travées ; deux travées de rive de 32,40 m de portée et une travée centrale de 41,25 m de portée, soit une longueur totale de 106,04 m.



FIGURE 81. Elévation Nord du Viaduc



FIGURE 82. Vue des travées 1 et 2 coté Sud

Les travées de rive de chaque tablier possèdent 4 poutres d'origine et 2 poutres d'élargissement alors que la travée centrale de chaque tablier se compose de 5 poutres d'origine et de 2 poutres d'élargissement.

Chaque pile est fondée sur un massif de béton, commun aux 2 tabliers, surmontant les pieux de la fondation primitive, qui a été cisaillée lors de la rupture du barrage de Malpasset en 1959.

Il est à noter que les piles ont également été élargies pour supporter les poutres d'élargissement. Cet élargissement a été réalisé via l'utilisation de précontrainte additionnelle transversale extérieure.



FIGURE 83. Travée de rive élargie avec zoom sur une entretoise métallique de liaison et des corbeaux métalliques d'appui

## II. CONCEPTION DU RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE

### A. Contexte du renforcement

Le viaduc du Reyran fait partie de la génération des VIPP réalisés avant 1965, dont la technologie a montré quelques limites sur les points suivants :

- mauvaise, voire absence d'injection, dans certains conduits de précontrainte,
- utilisation d'acières de précontrainte sensibles à la fissuration sous contrainte,
- insuffisance d'étriers verticaux aux abouts des poutres dans les zones d'effort tranchant,

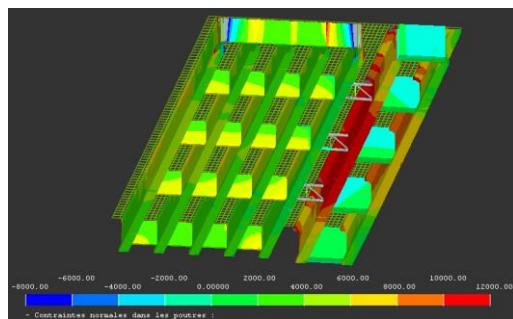
- faible pourcentage d'armatures passives longitudinales,
- manque de ductilité structurelle.

En outre, le maître d'ouvrage a défini dans son programme travaux, la mise en conformité de la structure en prenant en compte une classe de trafic 1 dans le sens Aix-en-Provence vers Nice, pour tenir compte de l'aire de poids-lourd située en amont de l'ouvrage.

C'est dans ce contexte que Setec Diadès a été missionné pour réaliser la Maitrise d'œuvre études et travaux de renforcement de cet ouvrage.

## B Modélisation et recalcul de l'ouvrage

Les modèles de calculs ont été élaborés avec le logiciel PYTHAGORE développé par le groupe Setec. Dans la réalisation des modèles, les différentes phases ont été prises en compte avec un phasage précis des différentes étapes importantes de la vie de l'ouvrage.



**FIGURE 84. Modélisation sous Pythagore**

Le recalcul effectué à la suite de la modélisation a mis en exergue un déficit de résistance à l'effort tranchant au niveau du hourdis et des poutres de l'ouvrage d'origine qui est notamment dû à une insuffisance de ferraillage.

Cette faiblesse de ferraillage, identifiée sur les plans d'exécution, a également été corrélée lors de campagnes de relevé par radar du ferraillage existant.

La société ESCOTA de Vinci Autoroutes a donc décidé de renforcer les poutres de l'ouvrage à l'effort tranchant via la pose de renfort composite collé. Les abouts des poutres sont également renforcés pour satisfaire aux vérifications et exigences des bielles d'abuts et aux effets de coin, phénomènes également mésestimés à l'époque de construction du viaduc.

Sur la base du modèle de calcul calibré à l'issue des essais de chargement avant travaux, la précontrainte additionnelle a été dimensionnée pour respecter les exigences des Eurocodes mais également en fonction de l'état résiduel de l'ouvrage.

## III. CONTRAINTES ET ENJEUX

### A. Maintien de l'exploitation

Une des principales exigences du Maître d'Ouvrage a été la gestion et le maintien de l'exploitation pendant toute la durée des travaux.

Les travaux de précontrainte additionnelle ainsi que la réfection des équipements (joints de chaussée, étanchéités, enrobés) ont ainsi nécessité une modification de l'exploitation par un phasage adapté :

- circulation à voie réduite sur l'ouvrage d'origine seulement (hors élargissement), avec mise en place d'un dispositif de type SMV béton au niveau du joint longitudinal. Cela permet d'isoler le différentiel altimétrique entre l'ouvrage d'origine et celui d'élargissement lors de la mise en tension de la précontrainte et de ne pas mettre en danger les usagers de l'autoroute,

- basculement des deux sens de circulation sur un seul tablier lors des travaux le nécessitant afin de réaliser les travaux hors exploitation.

Une anticipation de l'ensemble des balisages mis en œuvre avec des échanges récurrents avec l'exploitant de l'autoroute en phase de préparation s'est mise en place. Ce point a été primordial pour la réussite des travaux et pour assurer la sécurité de tous.

## B. Forts enjeux environnementaux

Le viaduc du Reyran se situe dans une zone NATURA 2000. Toute intervention sur le site doit donc respecter le code de l'environnement et les règles d'intervention liées à ce type de zone.

Des études environnementales très en amont diligentées par la Maître d'Ouvrage, et réalisées par Naturalia, ont mis en évidence des enjeux environnementaux forts dont le principal est la présence de nombreuses espèces de chauves-souris, dont certaines s'avèrent endémiques au site dans la région PACA, ainsi que la présence de 2 types d'hirondelles qui ont réalisé leur nid sous l'ouvrage : les hirondelles de rochers et les hirondelles rousselines.

Les risques du chantier envers le milieu naturel étaient ainsi de plusieurs types :

- destruction d'habitats, d'écosystèmes, d'espèces animales et végétales dans les zones de dépôt des matériaux ou des déchets nécessaires à la réalisation du chantier,
- dérangement de la faune par une activité inhabituelle,
- détérioration des écosystèmes par le biais des risques de pollution en particulier dans le cours du Reyran,
- risque d'incendie, lié notamment à la présence d'engins de chantier.

Dans ses études réglementaires, le Maître d'Ouvrage s'est engagé à faire respecter un calendrier écologique pour limiter les atteintes du projet sur l'avifaune et la chiroptérofaune. Il a ainsi été prévu d'effectuer les travaux sur deux années, en se restreignant à une fenêtre automnale et hivernale, d'octobre à fin mars.

Grâce à la mise en œuvre de la mesure précédente, la période de travaux s'est concentrée essentiellement pendant la phase d'hibernation des Pipistrelles et du Molosse de Cestoni, deux espèces de chauves-souris présentes sous l'ouvrage. Afin de limiter l'impact vis-à-vis de cette période sensible, un dispositif a été installé au démarrage du chantier par Naturalia (coordonnateur environnement) afin d'empêcher l'accès des corniches, gargouilles et drains aux chiroptères et ainsi réduire autant que possible le risque de destruction d'individus. En cas de présence d'un individu, un dispositif anti-retour est installé afin de permettre à celui-ci de sortir mais de ne plus pouvoir se réinstaller provisoirement sous l'ouvrage.



**FIGURE 85. Dispositif anti-retour pour les chiroptères**

En début et fin des deux phases travaux, l'échafaudage a été mis à disposition des chiroptérologues de Naturalia afin qu'ils puissent mettre en place puis retirer les dispositifs prévus pour obstruer temporairement les gîtes à chiroptères. Le tablier non traité est, quant à lui, resté entièrement accessible

et laissé à disposition des chiroptères. Les deux tabliers (nord et sud) ont été restitués en intégralité aux oiseaux et chiroptères pour la période de mise-bas et de nidification lors des deux années.

En parallèle, afin d'augmenter les chances de recolonisation de l'ouvrage par l'avifaune, l'entreprise avait obligation de conserver tout ou partie des nids présents sous l'ouvrage d'art, positionnés généralement au niveau des angles droits à la jonction poutre/tablier. Une fois l'accès possible à l'intrados de l'ouvrage au démarrage du chantier, un constat contradictoire a été réalisé en présence du maître d'œuvre, du groupement travaux et du coordonnateur environnement afin de repérer conjointement les nids et les différentes solutions à mettre en œuvre au cas par cas pour les protéger. D'une manière générale, de la rubalise a été mise en œuvre afin d'identifier et prévenir l'ensemble des intervenants de la présence d'un nid et lors des phases sensibles, une bâche a été installée afin de les protéger contre la poussière/résine provoquée par les travaux. En outre, des interférences avec l'implantation des renforts composites en hourdis ont dû être traitées, soit par mise en place de 2 bandes composites de part et d'autre du nid, soit par mise en place de deux couches sur les bandes adjacentes. Un calepinage précis des nids a donc été réalisé dans le cadre des études d'exécution afin d'implanter en fonction les lés de composites pour le renforcement.



FIGURE 86. Protection et identification des nids d'hirondelles sous l'ouvrage

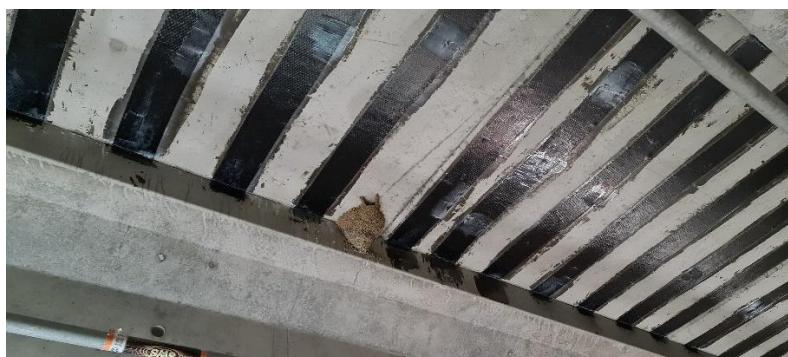


FIGURE 87. Calepinage des renforts composites collés en fonction des nids d'hirondelles rousselées

## IV. REALISATION DES PRINCIPAUX TRAVAUX

### A Echafaudage

Dans le contexte environnemental du projet, le choix du type d'échafaudage et de son implantation nécessaire à la réalisation des travaux sont essentiels. Afin de limiter les démarches administratives et notamment celles liées aux contraintes environnementales du site, la mise en place d'un échafaudage partiellement suspendu (accès des échafaudages en pied de pile) est apparue comme étant la meilleure solution. En outre, un platelage étanche de l'échafaudage a été mis en place afin de protéger de toute pollution accidentelle le lit du Reyran situé en contrebas de l'ouvrage.



FIGURE 88. Vue de l'échafaudage sur le tablier Sud

## B Mise en place du renfort composite

Avant toute intervention, la cohésion superficielle du béton et la résistance au cisaillement ont été mesurées à l'aide d'un essai de pastillage au dynamomètre de traction (essai SATEC) afin de s'assurer du bon état du support de collage des renforts composites, et de la conformité aux essais préalables et aux hypothèses des études d'exécution. Afin de préparer le support, l'ensemble des zones de renforcement de l'ouvrage a été sablé afin d'éliminer toutes les parties non adhérentes et dans le but de créer une rugosité propice à une bonne adhérence du renforcement. Conformément aux règles d'application de l'avis technique du matériau employé, des congés en mortier hydraulique ont été réalisés pour respecter le rayon admissible suivi par le tissu. Les bandes de tissu, plus fortement sollicitées à l'effort tranchant, proches des zones d'appui et des câbles extradossés, ont été ancrées à leurs extrémités par des mèches scellées dans le hourdis.

Lors de la pose des renforts composites, un contrôle a été systématiquement effectué afin de s'assurer que la température du support est au minimum supérieure de 3°C à celle du point de rosé. Compte tenu de la période hivernale de réalisation des travaux imposés par les contraintes environnementales et afin de pallier ce problème de température, un chauffage des zones concernées par la pose de bandes composites a été mis en place sur l'échafaudage.

Le tissu, avant sa pose, a été imprégné à l'aide d'une encolleuse qui permet de garantir l'imprégnation des fibres par la résine sur la totalité de la surface de la bande imprégnée.



FIGURE 89. Pose des renforts composites avec chauffage d'appoint

Enfin, un contrôle à la caméra thermique a été effectué par le contrôle extérieur, assuré par le Cerema, afin d'identifier la présence éventuelle de défauts de collage. Pour permettre la mise en évidence des défauts, les renforts sont chauffés légèrement afin de créer une différence de température entre les zones correctement collées et celles présentant un éventuel défaut.

## C Précontrainte Additionnelle

Le groupement d'entreprise a proposé de préfabriquer les blocs d'ancrages à proximité de l'ouvrage sur une aire de préfabrication foraine prévue à cet effet. Ce choix présentait les avantages suivants :

- simplifier la réalisation du ferraillage et du coffrage des blocs,
- faciliter le coulage des blocs (pas de pompage),
- limiter le risque de pollution relatif aux possibles fuites de laitance au-dessus du lit du Reyran.

Une importante préparation a dû être organisée pour implanter les blocs en tenant compte des dimensions réelles des poutres et du positionnement des câbles de précontraintes existants présents dans les poutres. En effet, chaque bloc est unique : le positionnement de leurs ancrages dépend de ces éléments. Un contrôle radar a permis de repérer les aciers actifs et passifs ainsi que les gaines existantes afin d'adapter l'implantation et la réalisation des carottages nécessaires au passage des barres de précontrainte pour la fixation des blocs.



FIGURE 90. Aire de préfabrication des blocs

La période de réalisation des blocs s'est déroulée pendant la période la plus froide de l'année, ce qui a constraint le groupement d'entreprise et le Maitre d'œuvre à être vigilants aux températures pendant le coulage et la montée en résistance du béton. Des coffrages calorifugés, chauffés et munis d'un thermostat, afin de réguler la température, ont ainsi été mis en place. Un enregistrement des températures, notamment la nuit, a permis de s'assurer des bonnes conditions de prise du béton au jeune âge.

Les blocs ont été acheminés à leur position définitive à l'aide de palans ancrés au niveau du houdis de l'ouvrage puis connectés aux âmes des poutres à l'aide de barres de précontraintes. Ces barres de précontraintes ont fait l'objet d'un pesage à 7 jours afin de s'assurer que la tension résiduelle soit satisfaisante.

Les déviateurs métalliques ont ensuite été installés aux tiers de travée de chaque poutre afin de guider les câbles selon le tracé défini en étude d'exécution. Ensuite, les gaines de précontrainte ont été mises en place avec un manchonnage réalisé à l'aide de manchons électrosoudables, assurant ainsi une parfaite étanchéité et continuité du gainage de la précontrainte. Une fois cette étape achevée, les torons ont été enfilés à l'intérieur des gaines, puis ces dernières ont été injectées afin de garantir un remplissage homogène et une protection optimale de la précontrainte. La mise en tension des câbles s'est enfin effectuée en présence d'un contrôle extérieur permettant d'évaluer les coefficients de transmission et d'assurer une répartition correcte des efforts dans les câbles.

Les quelques chiffres suivants illustrent les travaux réalisés :

- 30 déviateurs métalliques
- 1160 ml de gaine PEHD
- 5800 ml de torons TGG – soit environ 7 tonnes
- 60 tromplaques + blocs d'ancrage + capots de protection
- 4 tonnes de coulis



FIGURE 91. Déviateurs métalliques et vérins de mise en tension des câbles de précontraintes

## V. INSTRUMENTATION MISE EN PLACE

Une première instrumentation de l'ouvrage a été mise en œuvre dès la phase APROA par le Cerema intervenant en contrôle extérieur pour suivre l'ensemble du processus de réparation de l'ouvrage, avec trois objectifs :

- valider la modélisation de l'ouvrage en confrontant les résultats des calculs avec les mesures réalisées lors des essais de chargement avant travaux,
- suivre l'efficacité et les effets des phases de mise en tension de la précontrainte additionnelle,
- qualifier l'amélioration du comportement général de l'ouvrage en analysant les résultats de mesures lors des épreuves de chargement après travaux.

Ainsi, des sections de mesure des profils de Navier (jauges résistives de déformation) ont été mises en place au droit des zones subissant des sollicitations complexes et présentant des difficultés de modélisation (proximité des entretoises de liaison entre l'ouvrage d'origine et l'élargissement notamment) mais aussi dans des zones où les efforts sont régularisés afin d'analyser les effets de la mise en tension de la précontrainte additionnelle et des surcharges lors des essais après travaux. Compte-tenu de la difficulté de modélisation du comportement de la liaison entre l'ouvrage d'origine et l'ouvrage d'élargissement (différence d'inertie des poutres et différence d'âge entre les deux ouvrages entraînant un comportement différent vis-à-vis du fluage et du retrait), les entretoises métalliques ainsi que les corbeaux de support du hourdis ont été suivis respectivement par jauge de déformation pour suivre une éventuelle déformation des tubes des entretoises métalliques et par des capteurs de déplacement pour suivre d'éventuels décollements des corbeaux métalliques.

En phase travaux, en respect des prescriptions techniques du marché, l'instrumentation réalisée par le groupement d'entreprises, comprenait également la mise en place d'une instrumentation spécifique visant à appréhender le fonctionnement de la liaison entre l'ouvrage existant et l'élargissement, dans le but de suivre les déplacements relatifs des structures pendant toute la durée du chantier, notamment lors des phases critiques de dépose des éléments métalliques de liaison. L'objectif de ce suivi étant d'anticiper la phase de « re-solidarisation » des tabliers après renforcement des tabliers au niveau du joint longitudinal comme l'illustre la FIGURE 92.

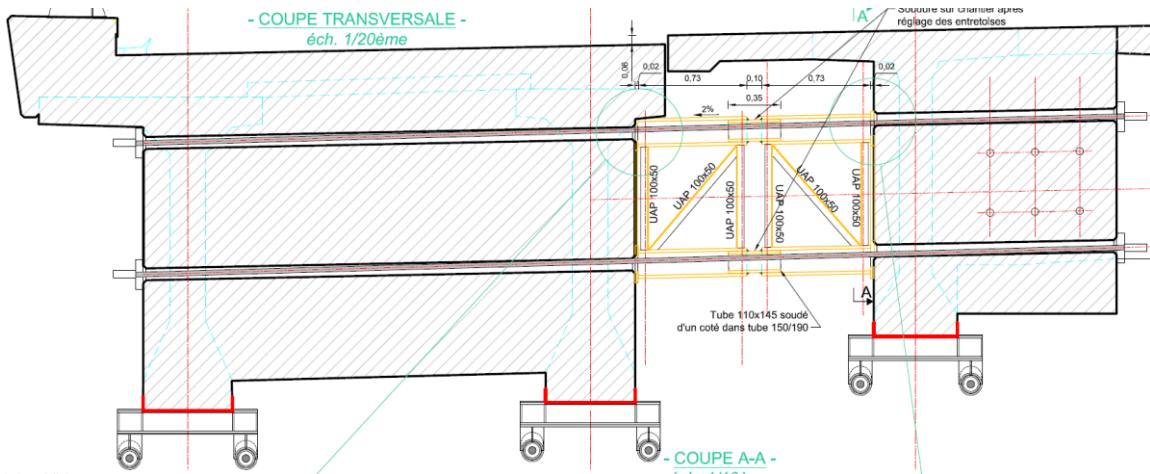


FIGURE 92. Extrait plan DCE – Gestion du joint longitudinal



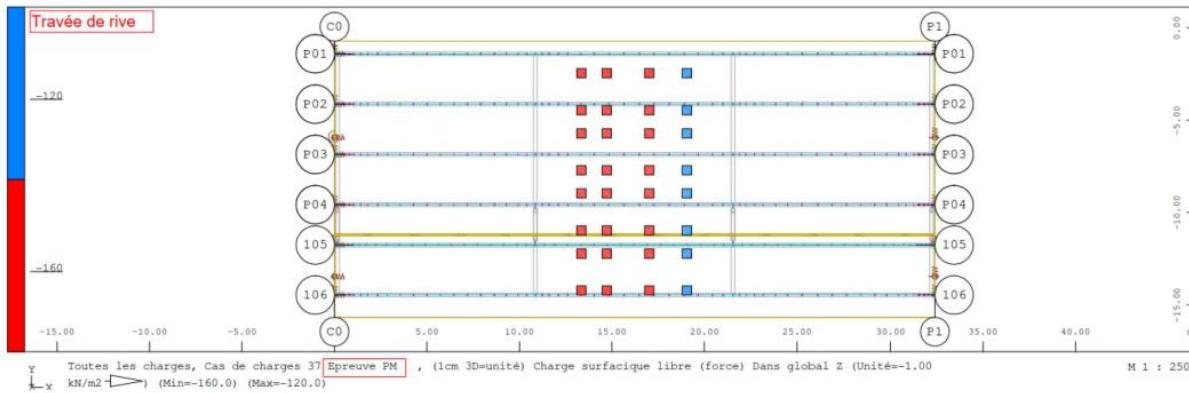
FIGURE 93. Instrumentation en place à la liaison ouvrage existant / ouvrage d'élargissement

Pour cela, 21 capteurs de déplacement en montage tri-axes ont été installés à la liaison entre l'ouvrage d'origine et celui d'élargissement, au niveau des entretoises métalliques. Les palpeurs ont été raccordés à des loggers (centrale d'acquisition autonome) qui transfèrent les données récoltées vers un serveur dédié et sécurisé, sur lequel il est possible de paramétriser les capteurs à distance (seuils, fréquences...). En quantifiant les déplacements entre les deux structures en temps réel dans les trois directions lors des différentes étapes de renforcement de l'ouvrage, l'instrumentation a notamment facilité la remise en œuvre des entretoises métalliques situées entre les poutres de l'existant et de l'élargissement.

Lors de la réalisation des épreuves de chargement de fin de travaux, des mini-prismes d'auscultation ont été installés aux  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  et  $\frac{3}{4}$  de la portée de chacune des poutres, ce qui représente un maillage d'environ 60 points de mesure. Le suivi géométrique lors des essais a été assuré par 3 stations robotisées de très haute précision (TS50 et TS60 Leica).

## VI. EPREUVES DE CHARGEMENT

Quinze cas de chargement ont été réalisés en 1 nuit, à l'aide de 4 camions. Les cas de charge effectués avant travaux ont été reproduits à l'identique de ceux réalisés avant travaux afin de confirmer la bonne exécution et l'efficacité des travaux de renforcement.



**FIGURE 94. Exemple d'un cas de charge extrait de la procédure de réalisation des épreuves de chargement**

D'une manière générale, les flèches obtenues sur les différentes travées sont très légèrement inférieures à celles théoriques mais sont restés cohérentes.

Pour l'ensemble des sections de Navier sur poutres pour chaque cas de chargement, il a bien été observé une sollicitation en traction de la fibre inférieure et en compression la fibre supérieure. Les Naviers ont globalement présenté des courbes linéaires et d'une manière générale toutes les sections instrumentées se sont comportées de façon monolithique.

Les résultats ont été comparés à l'épreuve avant travaux et les valeurs obtenues sont similaires et toujours inférieures aux valeurs théoriques de 2017 que ce soit pour les déplacements et les déformations mesurées. Les épreuves ont donc été jugées satisfaisantes et ont permis de valider les travaux réalisés.

## VII. CONCLUSIONS

Les travaux de renforcement de cet ouvrage de type VIPP situé sur un axe autoroutier majeur se devaient d'être mené avec une rigueur absolue à chaque étape afin d'assurer la pérennité et la performance future de la structure. Le contrôle qualité strict de ce chantier, notamment sur l'adhésion des renforts composites, et la transmission des efforts de précontrainte, était essentiel afin de s'assurer de la durabilité du renforcement. Les travaux ont pu être réalisés dans les règles de l'art tout en respectant les exigences planning inhérentes aux enjeux environnementaux.

Enfin la mise en place d'une instrumentation croisée, conçue dès la phase étude et suivie sur chantier par la MOE Travaux, a été une réussite puisqu'elle a permis à tous les protagonistes du projet de s'assurer en temps réel, et avec une fiabilité accrue, du bon comportement de l'ouvrage, durant toutes les phases d'un chantier complexe et à forts enjeux, sur un VIPP élargi, avec des spécificités particulières de conception.

# RÉHABILITATION DU VIADUC DES ROCHERS NOIRS

Christian CROIZIER<sup>1</sup>, Cyril LACIPIÈRE<sup>2</sup>, Pierre GUEROLD<sup>3</sup>

<sup>1</sup> BAUDIN CHATEAUNEUF département ROA, 60 rue de la brosse 45110 CHATEAUNEUF-SUR-LOIRE,  
christian.croizier@baudinchateauneuf.com

<sup>2</sup> BAUDIN CHATEAUNEUF département ROA, 21 porte du Grand Lyon 01700 NEYRON,  
cyril.laciriere @baudinchateauneuf.com

<sup>3</sup> BAUDIN CHATEAUNEUF département ROA, 60 rue de la brosse 45110 CHATEAUNEUF-SUR-LOIRE,  
pierre.guerold@baudinchateauneuf.com

## Résumé

Le Viaduc des Rochers Noirs, construit en 1913 pour le Transcorrézien reliant Tulles à Ussel, est l'un des derniers ponts suspendus de type Gisclard en France. Utilisé jusqu'en 1959 pour le transport ferroviaire, il devient un pont routier en 1963 avant de fermer à toute circulation en 2006. Classé Monument Historique en 2000, le pont bénéficie d'un programme de réhabilitation lancé par le Département de la Corrèze en 2022. Les travaux visaient à rétablir la circulation pour les modes doux en remplaçant la suspension et le platelage métallique, en réhabilitant la protection anticorrosion, les maçonneries et les garde-corps.

BAUDIN CHATEAUNEUF est titulaire de marché de travaux pour lequel le groupement RLA, SETEC TPI et SETEC DIADES est Maître d'Œuvre.

Ce chantier a nécessité des études approfondies et des solutions techniques spécifiques en raison de la valeur patrimoniale et de l'accessibilité difficile du site. Un relevé topographique par scan 3D a précédé la création de trois modèles de calcul pour évaluer les charges admissibles, dimensionner la suspension provisoire et justifier les adaptations prévues au cahier des charges.

La mise en œuvre d'une suspension provisoire a été nécessaire pour permettre le remplacement des câbles existants. Cette suspension, de type parabolique, a dû s'adapter à la géométrie de la suspension existante et aux différentes phases de montage/démontage. Au sommet des pylônes, elle reposait notamment sur des portiques métalliques. Sur les rives, elle venait s'enrouler dans les galeries d'ancrage existantes.

Les étapes critiques de transferts de charge impliquaient l'utilisation d'un important matériel hydraulique pour agir sur les suspentes provisoires et les câbles de retenue. À chaque étape, des analyses géométriques et de pression venaient assurer la conformité aux calculs théoriques et donc la sécurité de l'ouvrage.

Enfin, les câbles définitifs, fabriqués dans l'atelier de Châteauneuf sur Loire, respectent les caractéristiques des câbles originaux.

*Mots clés : Pont – suspension – Gisclard – historique – remplacement – méthodes*

# I. GÉNÉRALITÉS

## I.1 Description de l'ouvrage

Le Viaduc des Rochers Noirs, situé en limite des communes de LAPLEAU et de SOURSAC en Corrèze a été construit entre 1911 et 1913. Il permettait à l'origine le franchissement de la vallée de la Luzège par la ligne de tramways départementaux de la Corrèze. À la suite de la fermeture de la ligne en décembre 1959, la voie ferrée fut démontée et remplacée en 1963 par le Chemin Départemental n° 89E.

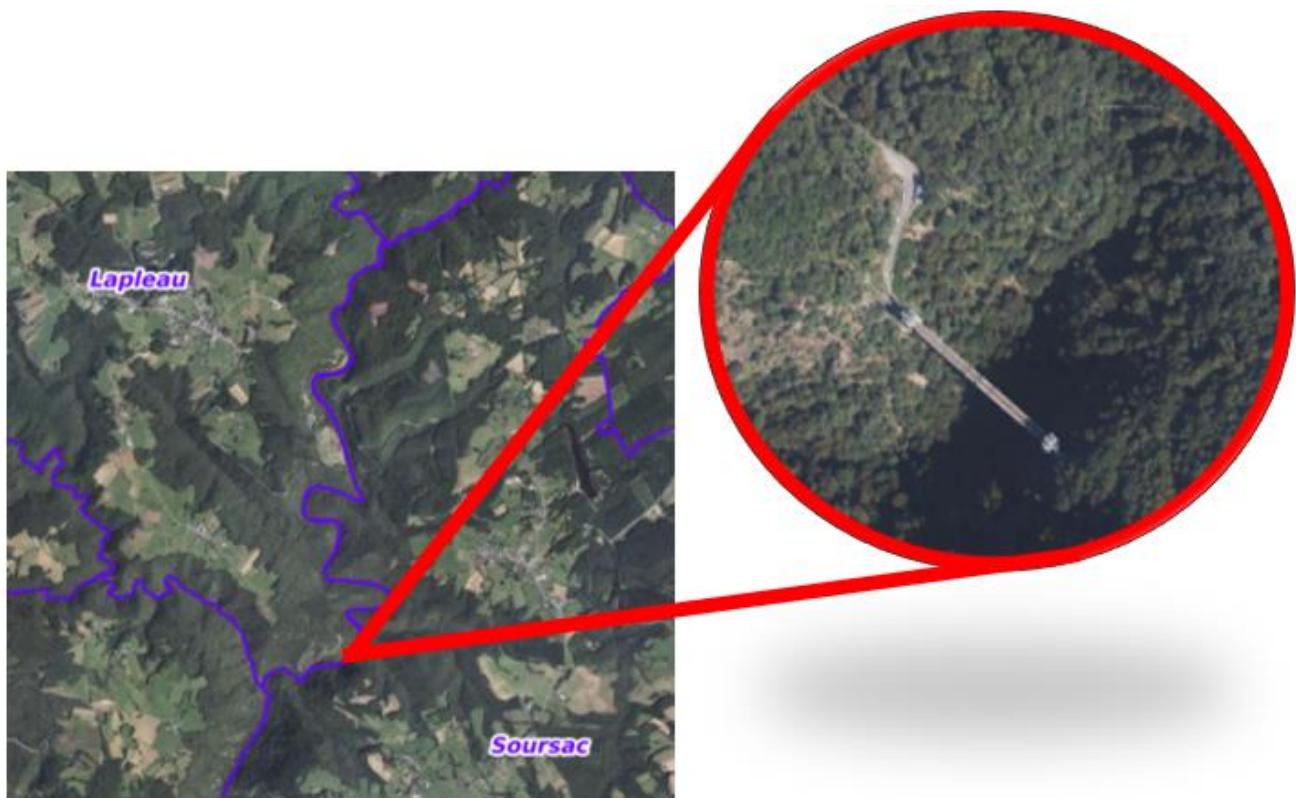


Figure 1 : localisation de l'ouvrage – Crédit photo Géoportail

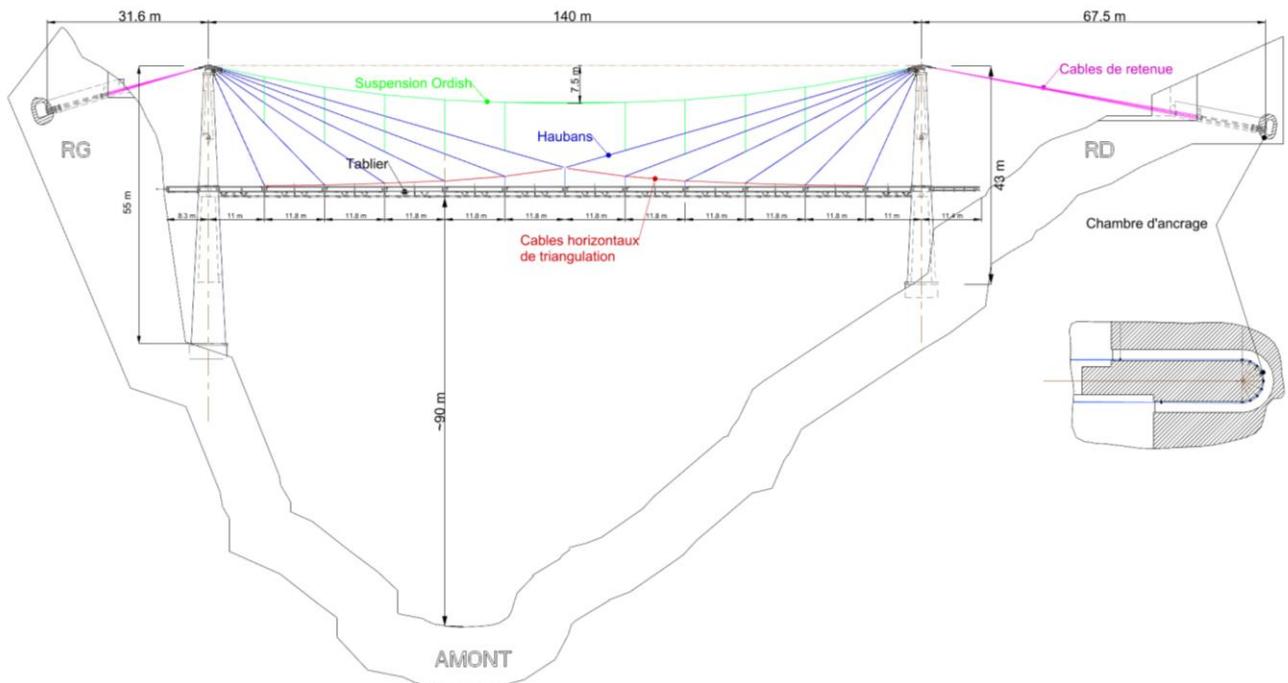
Cet ouvrage est un pont de type Gisclard. Entre 1902 et 1932, 41 ponts de type Gisclard ont été construits dans le monde. Actuellement, cinq ponts de ce type subsistent en France métropolitaine, dont le viaduc des Rochers Noirs et le Pont de la Cassagne dans les Pyrénées Orientales (pont le plus grand avec 156 mètres de portée). Le viaduc des Rochers Noirs a été classé Monuments Historique en l'an 2000.

Ce viaduc est composé d'une travée centrale de 140m et de deux travées d'accès de 8m en rive gauche et 11 mètres en rive droite (cf. figure 2). Le tablier métallique de l'ouvrage mesure 5m de large (cf. figure 3). Il est composé de deux poutres de rigidité et de deux longerons centraux. Le tablier culmine à 90m au-dessus de la Luzège. Deux pylônes maçonnés d'une hauteur de 55m en rive gauche et 43m en rive droite supportent le pont.

Le tablier de la travée centrale est soutenu par un réseau de haubans, suspentes et câbles horizontaux formant la triangulation Gisclard.

Sur les rives, côté ancrage, les câbles de retenue des fermes amont et aval sont connectés à un ensemble de tirants d'ancrages disposés de manière circulaire autour d'un tunnel creusé à même la roche en forme de fer à cheval. La montagne au-dessus de ce tunnel agit comme un poids ancrant le pont.

Chaque ferme de suspension est composée d'une triangulation de 12 haubans et 10 câbles horizontaux reliés par des axes desquels partent verticalement 11 suspentes.

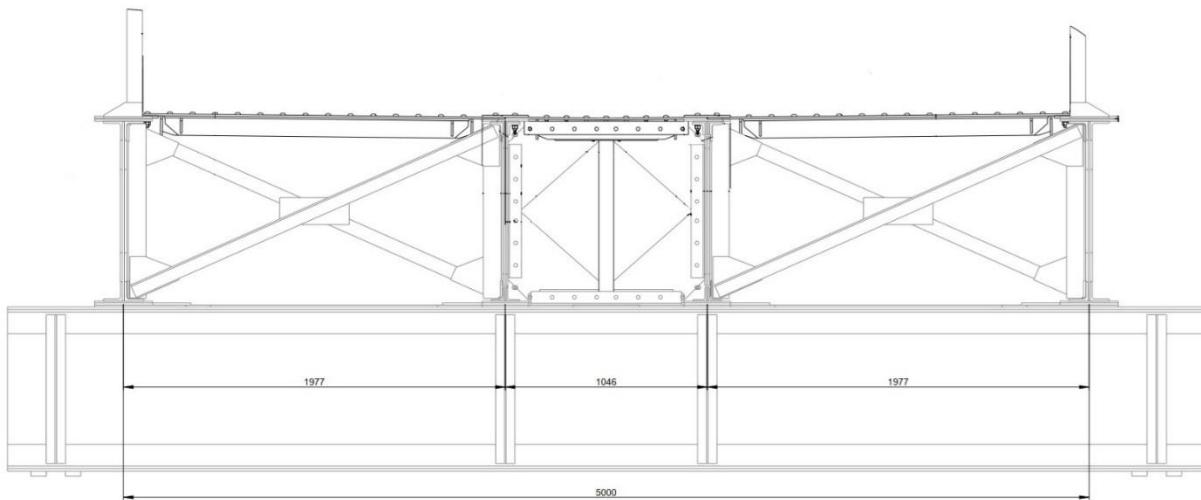


**Figure 2 : Élévation du Viaduc et éléments principaux – Crédit photo Baudin Chateauneuf**

Les câbles horizontaux permettent de maintenir dans la suspension les composantes horizontales de la traction des câbles et ainsi ne pas comprimer le tablier.

Ce système primaire de suspension est raidi par l'adjonction d'une suspension Ordish au-dessus. Cette suspension, formée de deux câbles paraboliques par ferme et de nombreuses câblettes, permet de limiter la flèche des câbles de la suspension primaire et d'augmenter ainsi sa rigidité.

Il y a au total 160 câbles dans la suspension principale et 160 câblettes.



**Figure 3 : Coupe transversale de l'ouvrage après travaux – Crédit photo Baudin Chateauneuf**

## I.2 Présentation des travaux

L'objectif du projet était de réhabiliter le Viaduc des Rochers Noirs pour les « modes doux » (dits aussi « modes actifs »). Pour cela, les travaux suivants ont été réalisés :

- Travaux sur la suspension :
  - o La fourniture, la pose, et la dépose des systèmes provisoires nécessaires au changement de la suspension
  - o La fourniture, la pose et la dépose du renforcement provisoire de la tête de pile pour permettre l'appui du portique provisoire sur la maçonnerie existante.
  - o La dépose de la suspension existante
  - o La fourniture et pose de la suspension neuve (câbles porteurs, culots, étriers, suspentes, tirants d'amarrage, cales d'inflexion, câblettes avec culots, étiers et chevalets, câble Ordish)
  - o La fourniture et pose des nouvelles platines d'appuis inox et des nouveaux rouleaux inox des selles existantes ainsi que le décapage en place et la remise en peinture des selles existantes.
  - o Le décapage, l'inspection, la remise en peinture des axes des nœuds courants, de la selle et du nœud central, et de l'ossature des nœuds centraux et la repose in situ de ces mêmes éléments.
- La protection anticorrosion de la nouvelle suspension, avec mise en place d'une dernière couche de peinture sur les câbles porteurs in situ à la fin des travaux de changement de la suspension.
- Remplacement complet du platelage :
  - o Démontage des rivets
  - o Retrait des tôles existantes
  - o Fourniture, préparation in-situ et pose de tôles neuves
- Travaux connexes
  - o Rejointoiement des maçonneries
  - o Réfection de la protection anticorrosion des éléments métalliques du tablier
  - o Sécurisation des aléas rocheux
  - o Mise aux normes des garde-corps existants

Certains travaux ont dû mêler points patrimoniaux et exigences modernes de sécurité et de fonctionnalité avec notamment le respect des dimensions historiques des pièces de suspension, le respect de la forme et du positionnement des fixations du platelage et la mise aux normes des garde-corps historique. Dans les paragraphes suivants, nous détaillerons uniquement les études et travaux réalisés sur la suspension de l'ouvrage.

## I.3 Méthodologie générale

Du fait du mauvais état de la suspension existante, le remplacement complet de la suspension et de ses dispositifs d'ancrage a été la première tâche effectuée. L'utilisation d'une suspension provisoire complète a été nécessaire en raison de la topographie de la vallée (le tablier étant 92 m plus haut que le fond de la vallée).

Le remplacement du platelage a pu ensuite avoir lieu en toute sécurité après le changement de la suspension.

Les travaux de réfection des pylônes, de remise aux normes des garde-corps et de protection anticorrosion ont été menés après la mise en service de la suspension provisoire et en parallèle des autres tâches de changement de la suspension et de changement du platelage.

## II. TRAVAUX DE SUSPENSION

### II.1 Études d'exécution

Les études sont basées sur un relevé topographique complet de l'ouvrage au scanner, complété par des prises de cotes manuelles tout au long du chantier.

Trois modèles de calculs généraux ont été utilisés :

- Un modèle de calcul de l'existant avant travaux permettant de déterminer les charges admissibles en chantier,
- Un modèle de calcul du pont en phase provisoire permettant le dimensionnement de la suspension provisoire.
- Un modèle de calcul du pont permettant sa justification conformément au cahier des charges.

Ces modèles de calcul ont été réalisés aux éléments finis en 3D (voir figure 4). Les calculs ont été menés en non linéaire et grands déplacements.

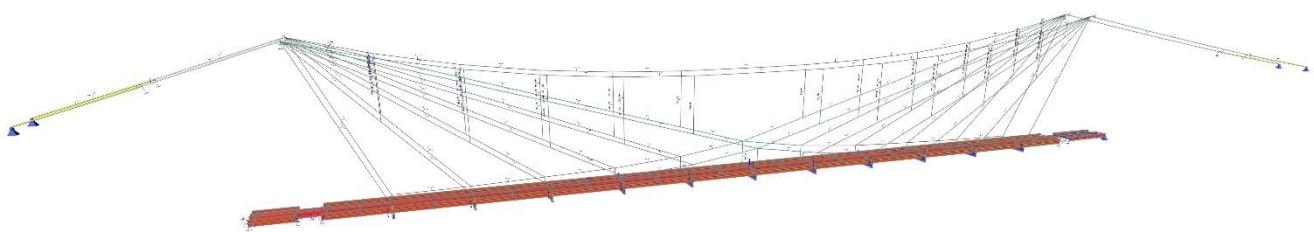


Figure 4 : Modèle de calcul principal du pont – Crédit photo Baudin Chateauneuf

Ces modèles servent aussi aux calculs de transfert de charge et aux nombreux matériels provisoires de chantier.

En dessin, un modèle CAO 3D complet du pont dans les différentes phases de travaux et dans son environnement a permis la conception des éléments neufs et des nombreux matériels provisoires de chantier.

Au total, une centaine de plans (dont plus de trois quarts pour la suspension) et une cinquantaine de notes de calculs (dont plus de la moitié pour la suspension) auront été nécessaires pour la réalisation des travaux.

### II.2 Principes de la suspension provisoire

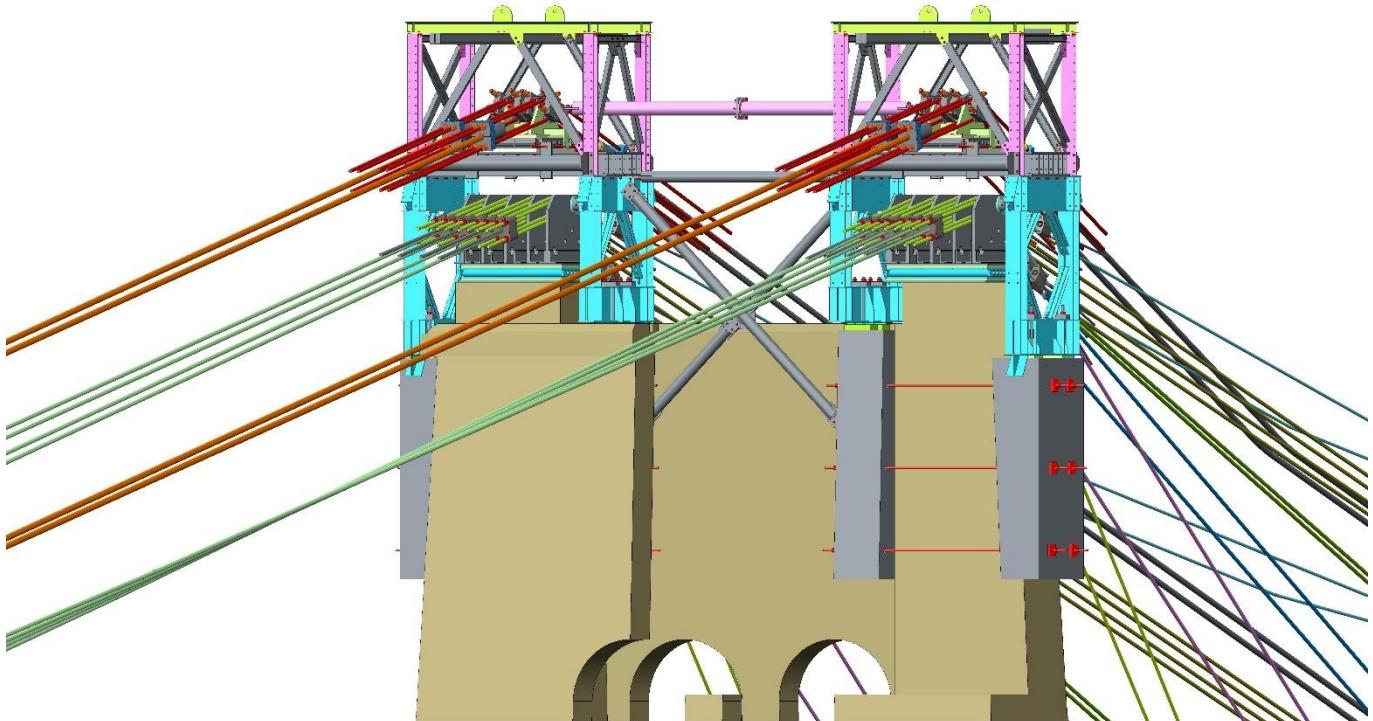
La suspension provisoire est une suspension parabolique classique placée au-dessus de la suspension provisoire.

Pour faciliter l'attache des suspentes au tablier, l'entraxe des câbles est réduit en partie courante au moyen d'un ensemble de tirants et de butons (voir figure 5).



**Figure 5 : Tête de pylônes avec dispositifs provisoires – Crédit Photo Jean-Dominique Lamy**

En tête de chaque fût de pylône, la suspension provisoire repose sur un portique métallique appuyé sur deux bossages en béton armé placés de part et d'autre du fût. Les charges sont transmises à la maçonnerie par frottement grâce à six tirants précontraints horizontaux traversants (voir figure 6).



**Figure 6 : Modèle CAO 3D illustrant le dispositif d'appui de la suspension provisoire en tête de pylône – Crédit photo Baudin Chateauneuf**

La géométrie de ces ensembles a été étudiée pour faciliter le démontage-montage des nombreux câbles, de la selle de déviation et de son appui à rouleaux. (figure 5).

Les câbles provisoires sont ancrés dans les chambres d'ancrage existantes en fer à cheval suivant le même principe que les câbles existants.

La position de ces câbles a été soigneusement étudiée pour permettre la cohabitation des deux suspensions et la manutention de tous les éléments d'ancrages (platines, tirants, déviateurs), voir figure 7.



**Figure 7 : Sortie des chambres d'ancrages avec suspension provisoire et existante lors du transfert de charge - Vérinage des câbles de retenue existants – Crédit photo Baudin Chateauneuf**

Du fait d'une accessibilité restreinte au chantier, les études ont intégré des contraintes de montage fortes. En effet, la conception des portiques de suspension a rendu possible la faisabilité d'un montage / démontage en colis de moins de 1T. Cela était essentiel pour permettre de réaliser l'héliportage de ces structures (2 fois 10 tonnes après assemblage). L'héliportage était ici le seul moyen de levage viable au vu des contraintes du site.

L'état de la structure existante a aussi limité les accès et les matériels sur l'ouvrage. La suspension neuve a été conçue pour réaliser le montage en quasi-totalité au sol avant son lancement. Le lancement, a quant à lui, été réalisé avec des moyens de traction manuportables.

## II.3 Fabrications et respect patrimonial des câbles

Les câbles définitifs de l'ouvrage ont été fabriqués en notre atelier de Châteauneuf sur Loire. Cette câbleuse permet la fabrication de câbles monotorons d'aspect et de technologie identiques aux câbles existants (voir figure 8).



Figure 8 : Câbleuse en fonctionnement - Crédit photo Jean-Dominique Lamy

Les culots des câbles ont été fabriqués en respectant la forme des culots existants. La diversité des diamètres de câbles, formes et types de culots a généré la conception de 27 repères de pièces différentes pour 320 culots (voir figure 9). Le culot le plus lourd est une pièce d'acier massive pesant 93 kg



**Figure 9 : Culots des câbles avant usinage et coulage du zinc**  
– Crédit photo Baudin Chateauneuf

### II.3 Transfert de charge

Après le montage de la suspension provisoire, la dernière étape de mise en sécurité de l'ouvrage a été réalisée : le transfert de charge n°1 transférant la totalité du poids de l'ouvrage de son système porteur existant au système porteur provisoire. Une centaine de vérins d'une capacité de 10 à 100 tonnes sont utilisés par transfert de charge (2 transferts de charge sur cette opération). (voir figure BC 7). Les vérins ont été positionnés sur les suspentes provisoires et les câbles de retenues des deux suspensions.

Ces opérations ont été menées selon un phasage dont l'ordre et les courses de vérinage ont été finement étudiés pour limiter les déplacements des pylônes à une valeur inférieure à 50% des déplacements théoriques sous charge d'origine thermique.

Avec ce critère, six phases de transfert de charges ont été nécessaires. Chacune des phases a été scindée en trois sous-phases :

- a. Vérinage des suspentes provisoires
- b. Dévérinage des câbles de retenue existants
- c. Vérinage des câbles de retenue provisoires

À la fin de chacune des phases, une analyse de la géométrie et des mesures de pression sont réalisées pour valider la conformité entre les valeurs théoriques et les valeurs relevées et continuer l'opération.

### **III. CONCLUSIONS**

En conclusion, la réhabilitation du Viaduc des Rochers Noirs représente un défi technique majeur en raison de sa complexité architecturale, son état pré-travaux et de son statut de Monument Historique. Les travaux réalisés ont permis de restaurer cet ouvrage emblématique en respectant à la fois son caractère patrimonial et les exigences modernes de sécurité et de fonctionnalité avec notamment le respect des dimensions historiques des pièces de suspension, le respect de la forme et du positionnement des fixations du platelage et la mise aux normes des garde-corps historique. L'adaptation au contexte local de méthodes éprouvées, comme la suspension provisoire a été essentielle pour garantir la stabilité de la structure tout en préservant son caractère historique. Ce projet, qui a nécessité une planification méticuleuse et des solutions adaptées aux contraintes géographiques, topographiques, techniques, marque une étape importante dans la conservation et la réutilisation des infrastructures patrimoniales pour les modes doux, contribuant ainsi à la valorisation durable du viaduc dans le paysage corrézien.

### **VI. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

[1] 2006 VII.2.2 Documents iconographiques Rochers Noirs

# Bulletin Ouvrages d'Art du Cerema

<https://www.cerema.fr/fr/activites/infrastructures-transport>

## **Le Cerema, l'expertise publique pour le développement et la cohésion des territoires**

Le Cerema est un établissement public qui apporte un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre de ressources et d'expertise, il a pour vocation de produire et de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, services de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises.

**Mise en page** > Cerema ITM - DTOA

**Crédits photos de la couverture** > Diades

**Crédits photos** > Cerema, Université Gustave Eiffel, Diadès, Sixense, SANEF, Freyssinet, CSTB, EDF, APRR, Université de Bretagne, laboratoire Navier, Ville de Paris, Conseil général de Seine Maritime, Conseil général de Charente Maritime, EGIS, VSL, Baudin Chateauneuf.

**ISBN** > 978-2-37180-705-1

**Pour toute correspondance** > [Redaction-BOA.DTOA.DTecITM.cerema@cerema.fr](mailto:Redaction-BOA.DTOA.DTecITM.cerema@cerema.fr)

[www.cerema.fr](http://www.cerema.fr) > Rubrique « Nos éditions »

Aménagement et cohésion des territoires - Ville et stratégies urbaines - Transition énergétique et climat - Environnement et ressources naturelles - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Infrastructures de transport - Habitat et bâtiment