

BULLETIN

OUVRAGES D'ART

n° 79

Janvier 2022

Sommaire

■ Les projets

Renforcement de l'OA113 par précontrainte additionnelle et matériaux composites collés 5

Paul Goguey, Fernando Dias

Évaluation sismique du pont de Saint-Nazaire par une approche spectrale multimodale 37

Jérôme Michel, Édouard Berton, Pierre Fontaine, Jean-Michel Lacombe, Denis Davi, Thibaut Pannetier, Pierre Quentin

■ La méthodologie

Effet des courants induits sur la corrosion des armatures du béton..... 53

Christian Bataillon, Corinne Segarra, Véronique Dewynter, Matthieu Cabau, Pascale Prieur, Christian Mouychard, Jean-Marc Tarrieu

■ Les dernières publications OA du Cerema

Guide Cerema Choix des performances d'un dispositif de retenue sur ouvrage d'art.. 77
- Méthode de calcul de l'indice de danger

Note d'information n°6 du Cerema : Politique de gestion des patrimoines d'OA..... 78
- Apports récents sur les volets technique et financier



Remerciements : La mise au point et la validation des articles publiés dans le présent numéro du bulletin OA ont été faites par Bruno Godart et Laurent Fritz de l'Université Gustave Eiffel ainsi que par Jean-François Barthélémy, Antoine Théodore, Pierre Corfdir et Daniel de Matteis du Cerema ITM.

Version : 2 du 10 janvier 2022

Directeur de la publication : Pascal BERTEAUD

Directeur délégué : David ZAMBON

Comité éditorial :
Christophe AUBAGNAC (Cerema CE) - tél. : 03 85 86 67 02
Jean-François BARTHÉLÉMY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 27
Gaël BONDONET (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 81
Jean-Christophe CARLES (Cerema Med) - tél. : 04 42 24 76 86
Pierre CORFDIR (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 56
Laurent LABOURIE (Cerema HdeF) - tél. : 03 20 49 61 81
Jean-Michel LACOMBE (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 67
Christian TESSIER (Université Gustave Eiffel) – tél. : 02 40 84 59 44

Rédaction en chef :
Daniel de MATTEIS (Cerema ITM) - tél. : 07 84 72 67 34
Antoine THEODORE (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 33 02

Photo de couverture :
Le pont de Saint-Nazaire – Photo Ludovic Péron (licence GFDL)
<https://www.gnu.org/licenses/fdl-1.3.htm>

Renforcement de l'OA113 par précontrainte additionnelle et matériaux composites collés

Paul Goguey¹, Fernando Dias²

¹ DiRIF – Département Ouvrages d'Art, 65 avenue Faidherbe, 93315 Le Pré Saint-Gervais.
paul.goguey@developpement-durable.gouv.fr

² DiRIF – Département Ouvrages d'Art, 65 avenue Faidherbe, 93315 Le Pré Saint-Gervais.
fernando.dias@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

L'ouvrage d'art n°113 est un viaduc en caisson en béton précontraint qui permet de relier l'A86 intérieure au tronc commun A3/A86 par une bretelle au-dessus des communes de Bondy et Noisy-le-Sec, en Seine Saint-Denis. La construction de cet ouvrage en 1971 s'inscrit dans le grand projet du « super-périphérique » A86 et fait partie d'un ensemble de viaducs contigus d'une longueur totale d'environ 1700 m. Le suivi de cet ouvrage constitué d'inspections détaillées et d'une instrumentation précise assurée par le Cerema depuis 2016 a poussé la DiRIF, maître de l'ouvrage, à engager un projet de renforcement en 2019. L'ouvrage souffre entre autres d'une fissuration importante avec de nombreuses fissures longitudinales (0,3mm) en hourdis inférieur mais aussi transversales remontant dans les âmes et traversantes (1mm). La solution de réparation étudiée et mise en œuvre comprend le collage de composite sur les âmes à l'intérieur du caisson, ainsi que l'ajout d'une précontrainte additionnelle. L'article qui suit revient sur l'ouvrage et son contexte, décrit l'Avant-Projet de Réparation de l'Ouvrage d'Art puis détaille les travaux de renforcement réalisés par l'entreprise Freyssinet France.

Remerciements

Les auteurs de cet article souhaitent remercier :

- l'ensemble de l'équipe ayant assuré la maîtrise d'œuvre de ce chantier, en particulier D. Cuzard, G. Bourbion, G. Damien et P. Peyrac ;
- les équipes du Cerema qui ont assuré l'assistance à maîtrise d'œuvre et le contrôle extérieur de ce chantier, en particulier S. Kenouche, C. Phipps, T. Massaro, A. Misbahi et A. Abdoulhousen ;
- les équipes des différentes entreprises et en particulier B. Ruiz, C. Pellegrino, C. Valeray et M. Bourbaa ;
- les représentants de la maîtrise d'ouvrage et de l'exploitant, en particulier T. Godefroy et J-W. Lallemand.

Nous tenons particulièrement à rendre hommage à Carlo Pellegrino. Il a été un conducteur de travaux très investi sur ce projet et a grandement contribué au bon déroulement de ce chantier. Il a dû malheureusement interrompre sa mission pour des raisons de santé en octobre 2020. C'est avec une grande tristesse que nous avons appris son décès en février 2021.

I. L'ouvrage et son contexte

I.1 Présentation générale

Le 1^{er} janvier 1971, l'Etat a décidé d'engager la construction d'une vingtaine de viaducs composant le tronçon « B3 Sud » aujourd'hui désigné comme tronc commun A3/A86. Ce tronçon autoroutier de l'A86 franchit les communes de Noisy-le-Sec et Bondy, en Seine Saint-Denis, porté par deux viaducs parallèles de 1 700 m de long. Le tracé en plan de ce tronçon d'autoroute est en forme de S très allongé, avec des rayons en plan de l'ordre de 100 m. Situé dans un secteur très urbanisé, il franchit de très nombreuses infrastructures routières et ferroviaires.

L'entreprise Campenon Bernard Europe est à l'époque retenue pour la réalisation de ces ouvrages sous forme de caissons multiples continus en béton précontraint et à voussoirs préfabriqués. Les ouvrages, décrits à la figure n°1, sont de longueurs variables, situés entre 6 et 12 m au-dessus du sol. Tous présentent la même conception générale mais sont déclinés selon différentes versions en fonction de leur largeur totale.

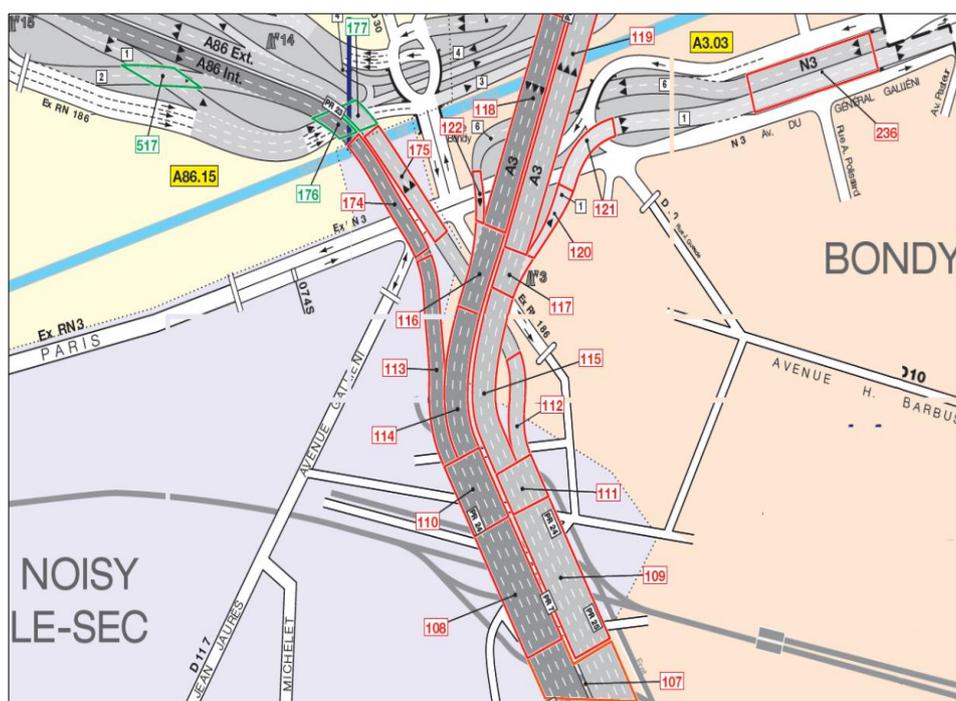


Figure n°1 : Les ouvrages du tronc commun A3/A86

I.2 Conception générale des tabliers

Les tabliers sont constitués de caissons simples à deux ou trois âmes ou de bi-caissons, tous en béton précontraint. On distingue (voir figure n°2) :

- les deux tabliers de la branche principale dits VP1.A à VP1.J, soit dix viaducs élémentaires ;
- les deux tabliers de la branche A86, dits VP2.A et VP2.B.

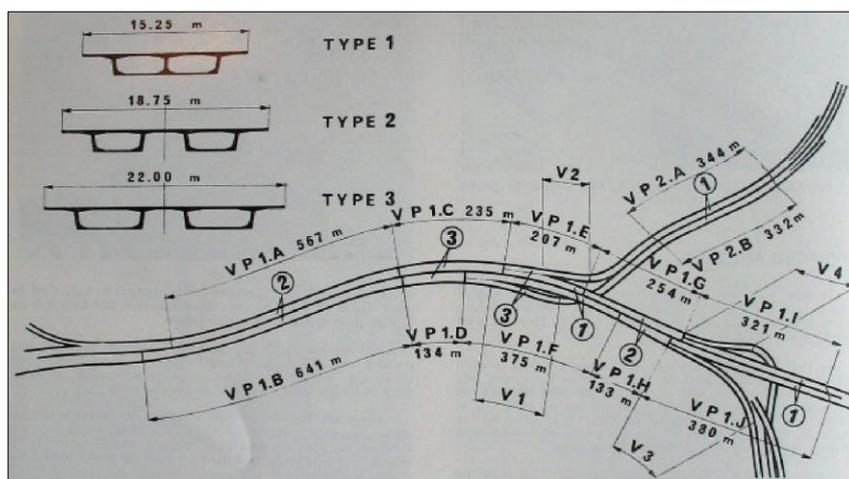


Figure n°2 : Découpage en viaducs (VP1, VP2) et type de tablier (1, 2 et 3)

La pose des voussoirs préfabriqués a été effectuée à l'aide de deux ateliers et selon deux méthodes :

- en zone non accessible par voie terrestre, par utilisation d'une poutre de lancement ;
- en zone accessible par voie terrestre, par utilisation conjointe d'un pont de clavage et d'une grue.

La poutre de lancement avait une longueur de 97 m et reposait sur un pied central et un pied arrière. Pour les travées courantes, de portée comprise entre 34 et 38 m, les pieds s'appuyaient sur le tablier par l'intermédiaire d'un châssis transversal placé dans l'axe des entretoises sur pile. Pour les travées dont les portées sont inférieures à 34 m ou supérieures à 38 m, le pied arrière reposait sur un voussoir courant proche du voussoir sur pile.

Les voussoirs étaient acheminés par un fardier roulant sur le tablier jusqu'à la poutre de lancement. Celle-ci était équipée de deux chariots pour prendre en charge une paire de voussoirs et les mettre en place symétriquement contre les voussoirs déjà posés. Les voussoirs à peine posés étaient maintenus provisoirement par quatre barres de brélage jusqu'à la mise en tension des câbles de fléau.

À la fin de la construction du fléau, on procédait au clavage de la travée encadrée par les piles sur lesquelles était appuyée la poutre de lancement. Après mise en tension des câbles de continuité de la travée, le fardier pouvait franchir cette travée chargé par le voussoir sur pile suivant. Celui-ci était mis en place sur la pile par la poutre de lancement. Cette dernière pouvait alors avancer d'une travée et mettre en place les voussoirs du fléau suivant, tel qu'illustré par les figures n°3 et 4.



Figure n°3 : Poutre de lancement au-dessus des voies ferroviaires

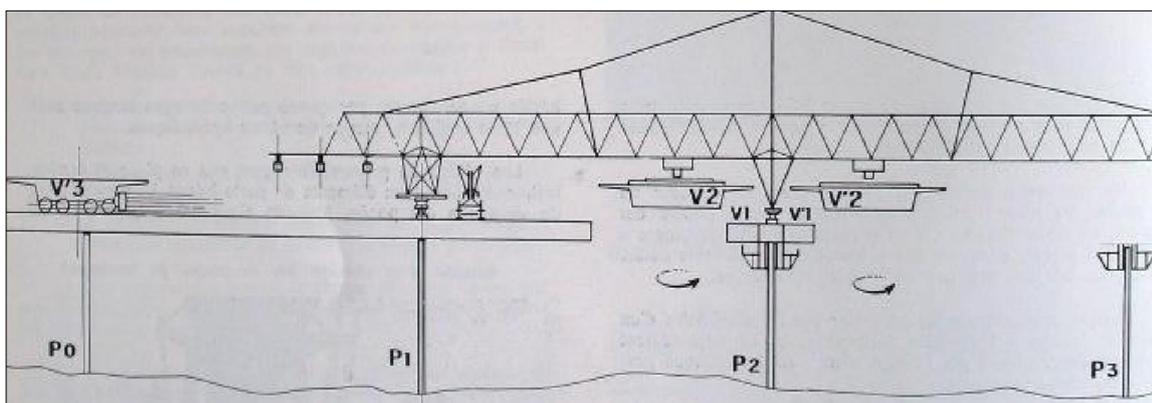


Figure n°4 : Principe de pose des voussoirs

Le pont de clavage utilisait une grue et un engin composé de deux profilés IPN 1060 portant un chariot avec deux treuils levant un même palonnier. Ce pont de clavage était lancé au-dessus de la brèche et prenait appui, d'une part sur le fléau déjà construit à quelques mètres de la pile, d'autre part sur le voussoir sur pile qui avait été mis en place par la grue, la distance entre piles variant de 32 à 44 m. Les opérations étaient ensuite les mêmes que pour la poutre de lancement. Les figures n°5 et 6 illustrent ces phases critiques de la construction.



Figure n°5 : Vue générale du pont de clavage

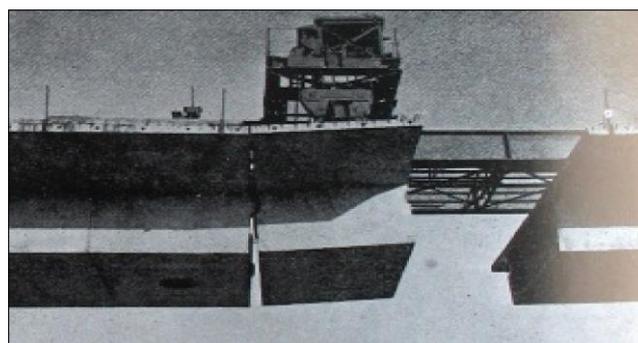


Figure n°6 : Voussoir mis en place par le pont de clavage

I.3 Conception générale des piles et des fondations

L'ensemble des viaducs du tronc commun reposent sur environ deux cents piles.

Les piles courantes comportent un ou deux fûts de section rectangulaire d'épaisseur de 0,90 m à 1,10 m au centre en diminuant jusqu'à 0,65 m vers les extrémités. Selon la largeur du hourdis inférieur des caissons supportés (4,50 m, 6 m et 9,50 m), les fûts présentent des largeurs de 2,50 m, 4,50 m et 6 m. La hauteur courante des fûts est comprise entre 10 et 14 m sauf pour les piles proches des voies ferrées où elle peut atteindre 22 m.

Les piles courantes reposent en grande partie sur des fondations superficielles (voir figure n°7) sauf quelques piles situées près des voies ferrées, des routes ou de grosses canalisations qui sont fondées sur des puits de moindre encombrement que des semelles superficielles. Ces puits présentent une profondeur moyenne de 12 m et un diamètre de 1,80 m ou de 1,40 m.

Outre ces piles courantes, pour des raisons d'encombrement, une dizaine de piles spéciales de section triangulaire, plus compactes qu'une pile courante, ont été construites (voir figure n°8). Le tablier bi-caisson repose sur ces piles par l'intermédiaire de ses deux âmes intérieures, ce qui impose de puissantes entretoises sur pile.

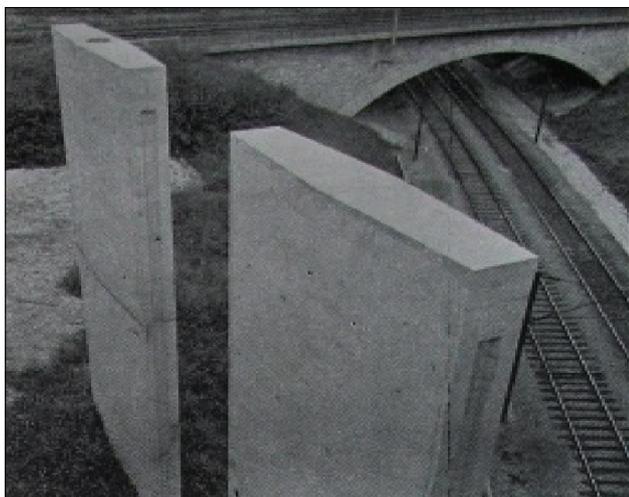


Figure n°7 : Fûts de piles courantes situées à proximité des voies SNCF

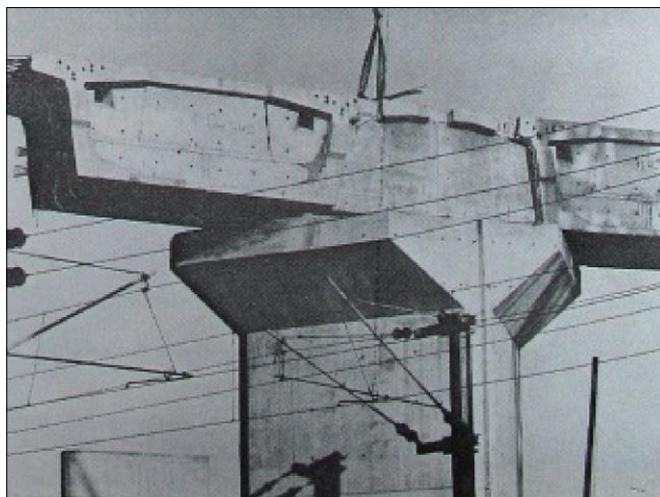


Figure n°8 : Fût de pile triangulaire supportant en son centre un tablier à deux caissons parallèles

II Géométrie et conception de l'OA113

II.1 Conception générale

L'OA113 porte la bretelle assurant la liaison entre l'A86 intérieure et le tronç commun A3/A86 direction Paris. L'OA114 porte l'autoroute A3 direction Paris. Le tablier de l'OA113 est attelé à celui de l'OA114 au niveau de son encorbellement Est depuis la culée C0 jusqu'à la pile P3. Les voies de circulation portées par les ouvrages 114 et 113 se poursuivent ensuite sur l'OA110. Le tablier de l'OA110 supporte ceux des OA113 et OA114 via un appui articulé de type cantilever.

L'OA113 présente une longueur totale entre-axes de culées de 204,2 m. Il se décompose en sept travées dont les longueurs sont indiquées sur la figure n°9, représentée ici du sud (C0) au nord (C7).

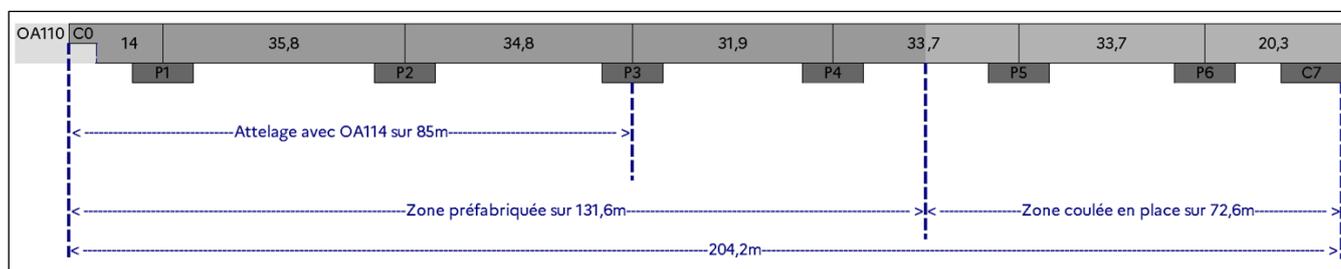


Figure n°9 : Caractéristiques particulières de l'OA113

Comme indiqué sur la figure n°9, le tablier de l'OA113 a été construit au moyen de voussoirs préfabriqués de C0 jusqu'au milieu de la travée P4-P5, soit une longueur de 131,6 m, le reste de l'ouvrage étant coulé en place.

II.2 Géométrie et coffrage détaillés de l'OA113

Profil en travers fonctionnel

Le profil en travers courant de la voie portée est composé par :

- un écran acoustique et une barrière de type BN4, soit 1 m,
- une BAU de 2,80 m,
- deux voies de circulation de 7 m de largeur totale,
- une BDG de 0,50 m,
- une GBA et un passage de service avec garde-corps de 0,70 m.

La largeur courante du tablier est donc de 12 m.

Géométrie en plan

Le tracé en plan de l'OA113, visible sur la figure n°10, est composé de trois parties :

- une clothoïde sur une longueur d'environ 55 m, de C0 jusqu'à 5,40 m au nord de l'axe P2,
- un alignement droit sur environ 104 m, jusqu'à 9,00 m au nord de P5,
- une clothoïde sur environ 45 m, jusqu'à C7.



Figure n°10 : Photographie aérienne de l'OA113

Coffrage détaillé du tablier

Le tablier de l'OA113 est un caisson en béton précontraint de hauteur constante égale à 2 m.

La largeur du tablier est variable : 12 m en section courante, 12,55 m dans les zones de largeur maximale. Dans les secteurs de largeur variable, la zone inter-âmes est de largeur constante et les encorbellements ont une largeur variable comprise entre 1,14 m et 3,02 m.

Les épaisseurs des hourdis supérieur et inférieur sont constantes et respectivement égales à 20 cm et 15 cm.

L'épaisseur des âmes du caisson est de 31 cm dans la partie préfabriquée et de 40 cm dans la partie coulée en place, selon la conception de l'époque.

Les dimensions détaillées des voussoirs sont précisées sur la figure n°11.

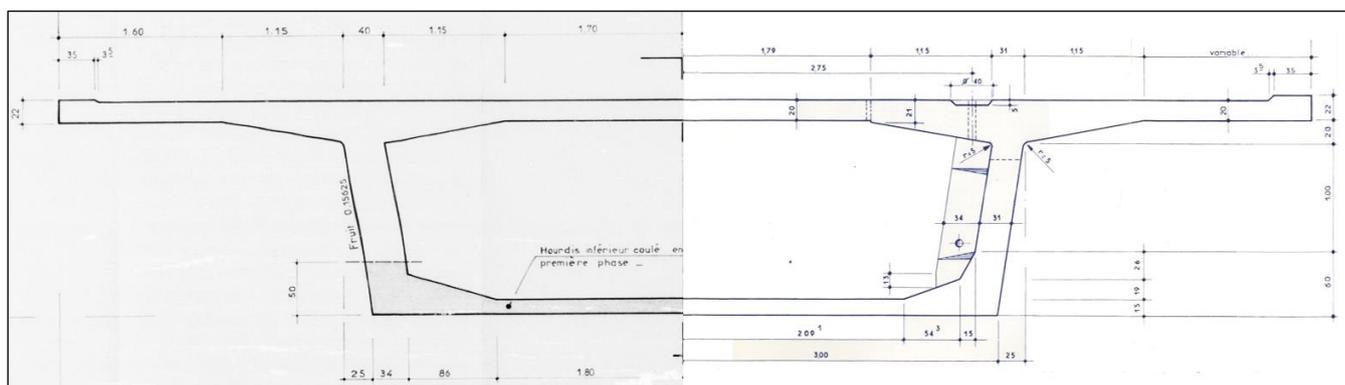


Figure n°11 : Demi-coupes transversales du tablier, à gauche, coulé en place, à droite, préfabriqué

II.3 Désordres et pathologies

L'ouvrage, réalisé en 1973, présente les principaux désordres structurels suivants :

- Travée C0-P1 : Le hourdis inférieur de cette travée présente des fissures longitudinales de 2 à 3 dixièmes de millimètre à l'extérieur, au niveau de plusieurs voussoirs ;
- Travée P1-P2 : Pas de désordre significatif relevé (l'extérieur de cette travée n'a pas pu être visitée car cette dernière franchit les voies ferroviaires) ;
- Travée P2-P3 : Une fissuration transversale importante des âmes est signalée :
 - Inspection de 1996 : observation de fissures transversales de 1 mm d'ouverture à l'extérieur du caisson dans les angles inférieurs (voussoir 3S3) illustrée sur les figures n°12 et 13. Ces fissures sont visibles en intrados sans se raccorder à l'axe du hourdis inférieur et remontent verticalement dans les âmes. On ne relève pas de désordres à l'intérieur du caisson ;
 - Inspection de 2006 [2] : pas d'évolution des désordres à l'extérieur. À l'intérieur, on relève des fissures inclinées sur l'entretoise verticale ouest sur laquelle est ancrée un câble en haut vers P3 et un câble en bas vers P2. On relève également des fissures de 0,1 m à proximité des ancrages ;
 - Inspection de 2014-2015 : prolongation des fissures en sous-face du hourdis inférieur ainsi que dans les âmes et jusqu'à la sous-face du hourdis supérieur. On relève également un décrochage vertical de 0,5 m sur la fissure côté est ;
 - Inspection du DIOA en 2016 [5] à l'intérieur de l'ouvrage : observation de fissures inclinées sur l'entretoise verticale ; sur l'âme Ouest : démarre verticalement au niveau de l'ancrage du câble inférieur (0,1 mm), remonte en s'inclinant à travers l'entretoise (de 0,30 à 0,40 mm) puis devient verticale (0,5 mm à 0,1 mm) vers l'ancrage du câble supérieur ; sur l'âme Est : fissuration inclinée à travers l'entretoise (0,3 mm) puis remontant verticalement jusqu'à l'ancrage du câble supérieur ;



Figure n°12 : Fissure traversante voussoir 3S3

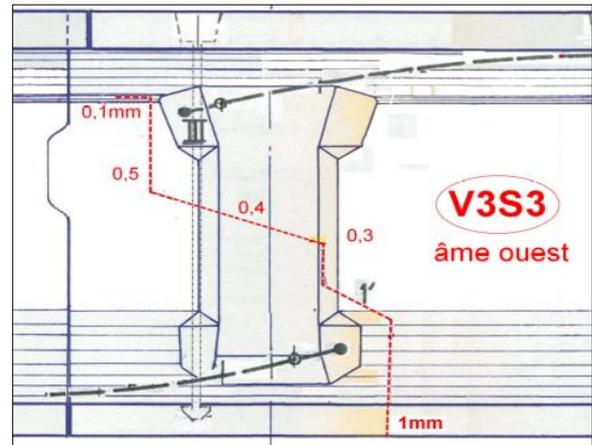


Figure n°13 : Extrait de l'IDP 2015 (Cerema)

- Zone de la pile P3 : L'inspection de 2014-2015 [3] indique l'apparition d'une fissure inclinée de 0,4 mm sur l'âme Ouest du premier voussoir (3N1) après le VSP sur la travée P3-P4, à environ 2,50 m de l'axe de la pile et une fissure inclinée de 0,1 mm sur l'âme est sur le demi-voussoir sur pile VSP3S ;
- Travée P3-P4 : L'inspection de 2014-2015 [3] constate une fissure transversale de 0,3 mm d'ouverture entre le joint situé entre les voussoirs 4S3 et 4S2 (travée P3-P4) au niveau du hourdis inférieur et remontant dans l'âme est ;
- Travée P4-P5 : Plusieurs fissures transversales de 0,1 mm sur les voussoirs 4N3 à 4N5 et une fissure horizontale sur l'âme est du voussoir 4N2 ;
- Travée P5-P6 : L'inspection détaillée de 2014-2015 [3] signale une fissure inclinée de 0,2 mm d'ouverture sur l'âme est du VSP ;
- Travée P6-C7 : Pas de désordres significatifs relevés.

III. Les études

Il ne s'agit pas ici de présenter de façon exhaustive tous les calculs qui ont permis d'aboutir au projet de renforcement, mais de présenter la démarche générale du projet et de développer quelques points importants.

Les études se sont déroulées en deux grandes étapes :

- l'évaluation structurale du tablier de l'OA113,
- le dimensionnement et la justification des renforcements.

III.1 Référentiel technique

Le principe retenu consistait à utiliser autant que possible les Eurocodes :

- l'Eurocode 0 pour les combinaisons de charges [6],
- l'Eurocode 1 pour la définition des charges et notamment les surcharges d'exploitation routières et les effets du gradient thermique [7],
- l'Eurocode 2 pour l'évaluation des effets de la précontrainte et des effets différés du béton (retrait-fluage) ainsi que pour les justifications du tablier avant ou après renforcement [8].

Dans les zones d'ancrage de la précontrainte existante, nous avons utilisé le guide méthodologique du Sétra « Diffusion des efforts concentrés – Efforts de précontrainte et des appareils d'appui » de novembre 2006 (et compléments en octobre 2008) [11].

Lors de l'élaboration du projet de réparation de l'OA113, il n'existait pas encore de réglementation concernant l'évaluation structurale des ouvrages existants. Les travaux d'un nouvel Eurocode sur l'évaluation et la rénovation des ouvrages existants sont en cours et devraient être disponibles prochainement.

La note d'information du Sétra « Ouvrages d'Art » n°35 de mai 2012 « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants » [9] donne des recommandations utiles sur la démarche à utiliser pour le recalcul d'un ouvrage existant. Cependant, c'est principalement sur le guide Cerema « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » [10], publié en 2016, que nous nous sommes appuyés pour établir ce projet de renforcement.

Ce guide a permis de définir les bases de calculs du projet pour l'évaluation et la justification des renforcements. En l'absence de texte réglementaire, ce document du Réseau Scientifique et Technique du ministère en charge des transports a aussi servi de référence dans le marché de travaux et lors des échanges avec l'entreprise et son bureau d'études.

Sur les aspects techniques, ce guide Cerema a été très utile pour concevoir et justifier le renforcement par précontrainte additionnelle et par matériaux composites collés.

III.2 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés physiques et les résistances mécaniques des matériaux existants (béton, armatures passives, armatures de précontrainte longitudinale, barres de précontrainte verticale) ont été déterminées à partir du dossier d'ouvrage constitué à l'époque de sa construction [1] et des annexes A4, A5 et A6 du guide Cerema [10] pour correspondre aux grandeurs à utiliser pour l'application des règles Eurocodes.

La résistance caractéristique du béton f_{ck} est calculée à partir de la résistance nominale, $f_{ck} = 0,85$ à $0,90 f_{cn}$. Le dossier d'ouvrage indique une résistance nominale à la compression supérieure ou égale à 360 bars. Nous avons retenu $f_{ck} = 30$ MPa à 28 jours comme caractéristique du matériau pour la modélisation du phasage de construction et l'évaluation des effets du retrait-fluage. Pour l'évaluation du tablier dans son état en 2019, nous avons tenu compte du durcissement du béton et retenu une résistance $f_{ck} = 36$ MPa et une résistance moyenne en traction f_{ctm} de 3,27 MPa. On notera que les essais d'arrachement réalisés par le Cerema Île-de-France et, ultérieurement, par l'entreprise Freyssinet qui a réalisé les travaux, ont permis d'évaluer des résistances moyennes en traction de plus de 4,00 MPa.

Les aciers de béton armé sont des aciers Tor de limite d'élasticité $f_{yk}=420$ MPa (diamètre ≤ 20 mm). La précontrainte intérieure est un procédé Freyssinet/STUP avec des unités 12T13. Les caractéristiques sont issues soit des notes de calcul du dossier d'ouvrage, soit de la circulaire 70-41 du 17 mars 1970 accordant l'agrément à divers procédés de précontrainte :

- Section : $12 \times 93 \text{ mm}^2 = 1\,116 \text{ mm}^2$
- Diamètre extérieur des gaines : 70 mm
- Traction initiale : $T_g=155 \text{ kg/mm}^2$ soit $f_{yp0,1k} = 1520 \text{ MPa}$
- Traction à la rupture : $R_g=183 \text{ kg/mm}^2$ soit $f_{pk} = 1800 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement en courbe : $f=0,20\text{rd}^{-1}$
- Coefficient de perte de tension par unité de longueur : $F=0,002\text{m}^{-1}$
- Rentrée d'ancrage : $g=10 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000}=6,8 \%$

Les caractéristiques des barres de précontrainte verticales mises en œuvre dans les âmes des caissons à proximité des piles P1 à P4 sont issues du dossier d'ouvrage et conformes à la circulaire n°70-76 du 30 juillet 1970 :

- Diamètre nominal des barres : 26,50 cm
- Section minimale garantie : 550 mm²
- R_G : 1000 MPa ; T_G : 784 MPa

III.3 Modèle de calcul

Présentation du modèle

L'évaluation structurale du tablier de l'OA113 et la justification des renforcements sont effectuées à l'aide d'une modélisation 3D des caissons de l'OA113 avec le logiciel ST1 du Cerema (voir figure n°14).

Le tablier ayant été construit en grande partie par encorbellements successifs, il est important de tenir compte du phasage de construction afin d'estimer correctement l'état de l'ouvrage à sa mise en service, en 1973, et son évolution jusqu'à nos jours. Le logiciel ST1 permet de définir le phasage détaillé de la construction des caissons de l'OA113 et de tenir compte du vieillissement du béton et de l'acier des câbles de précontrainte. Le modèle permet ainsi d'estimer les effets différés dus au retrait-fluage du béton et aux pertes de précontrainte.

Le tablier de l'OA113 est attelé au niveau de son encorbellement Est à celui de l'OA114 depuis la culée C0 jusqu'à la pile P3. Le tablier de l'OA114 a donc également été entièrement modélisé pour prendre en compte les transferts de charge entre les deux ouvrages.

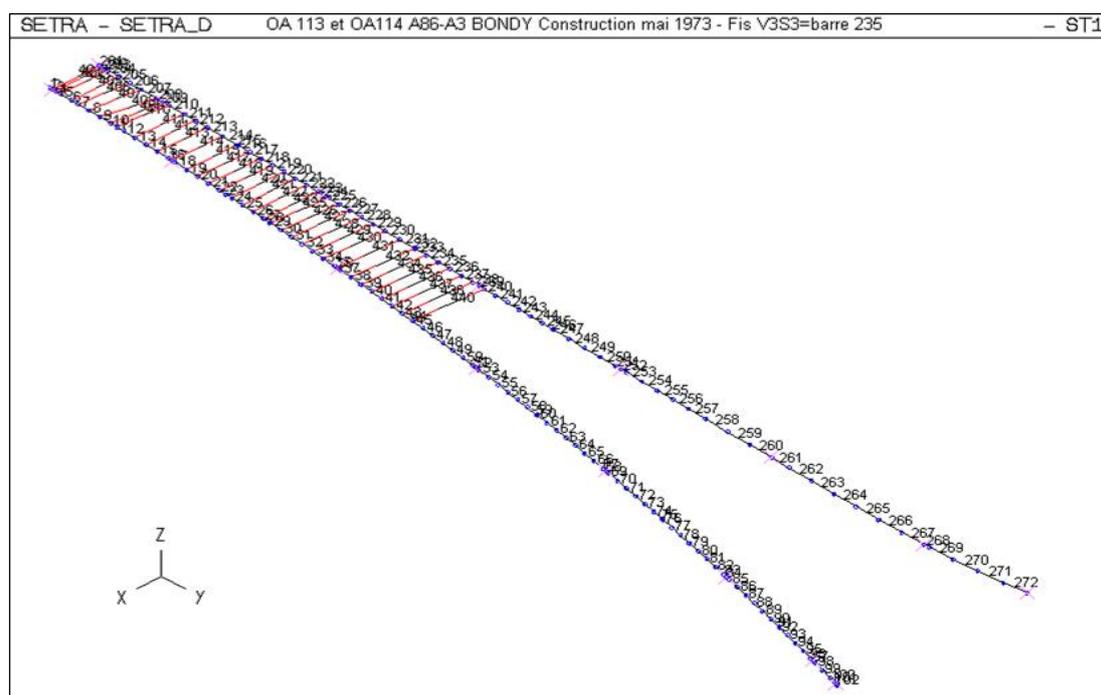


Figure n°14 : Vue du modèle ST1 des OA113 et 114

Pesage des réactions d'appui

Les tabliers des ouvrages OA113 et OA114 sont appuyés à leur extrémité sud sur le tablier de l'OA110 au moyen d'un appui cantilever. Afin de vérifier les réactions d'appui sur le cantilever et au droit des premières piles de l'OA113, les travaux prévoyaient le pesage des réactions d'appui, afin de les comparer à celles issues du modèle ST1.

Des corrections ont été apportées aux mesures afin de tenir compte de la différence d'espacement entre appareils d'appui et vérins sur chaque ligne d'appui. En considérant que chaque appui développe une réaction verticale R_z et un couple C_x autour de l'axe de l'ouvrage, les réactions sur les appareils d'appui sont $R_{aa} = R_z/2 \pm C_x/e_{aa}$, e_{aa} étant l'espacement entre appareils d'appui.

Nous avons également corrigé les mesures du pesage pour tenir compte de l'effet du vérinage sur les réactions d'appui. Cet effet a été estimé à partir du modèle ST1. Compte tenu de la liaison entre les tabliers de l'OA113 et de l'OA114, ces effets sont particulièrement élevés sur P1 et P2. Les tableaux 1 et 2 donnent l'effet d'un vérinage de 1 cm sur les réactions d'appui. Afin de limiter les effets du vérinage sur P1, le pesage a été effectué en deux étapes avec des déplacements verticaux faibles : un vérinage de 4 mm sur le cantilever, qui a permis de mesurer les réactions de ses appareils d'appui, suivi d'un vérinage de 2 mm sur P1. Sur P2, ainsi que sur P3 et P4, le vérinage a été limité à 2 mm. Il convient de préciser que le vérinage de 4 mm sur le cantilever correspond à un déplacement relatif entre les tabliers des ouvrages OA113/OA114 et celui de l'ouvrage OA110.

Effet sur P1 (en T)	AA Ouest	AA Est
vérinage de 1cm sur C0	28	-132
vérinage de 1cm sur P1	-117	412

Effet sur P2 (en T)	AA Ouest	AA Est
vérinage de 1cm sur P2	-110	301

Tableau 1 : Effet du vérinage sur les réactions d'appui de P1 exprimées en tonnes

Tableau 2 : Effet du vérinage sur les réactions d'appui de P2 exprimées en tonnes

Réactions (en T)	OA113 C0			OA114 C0			
	AA Ouest	AA Est	Appui	AA Ouest	AA Centre	AA Est	Appui
Pesage 22-23/10/20	66	23	89	37	73	62	98
Rz pesée corrigés	50	28	79	29	67	64	93
Etat permanent (ST1)	41	52	93	25	59	56	80
ELS max (ST1)	117	135	181	96	124	91	227
ELU max (ST1)	145	175	230	117	170	116	291

Tableau 3 : Réactions d'appui sur C0 théoriques / mesurées par pesage

Réactions (en T)	OA113 P1			OA113 P2		
	AA Ouest	AA Est	Appui	AA Ouest	AA Est	Appui
Pesage 22-23/10/20	242	266	508	330	349	679
Rz pesée corrigés	252	239	491	343	298	641
Etat permanent (ST1)	179	212	391	313	345	658
ELS max (ST1)	336	605	808	513	659	1067
ELU max (ST1)	392	820	1094	575	897	1438

Tableau 4 : Réactions d'appui sur P1 et P2 théoriques / mesurées par pesage

Réactions (en T)	OA113 P3			OA113 P4		
	AA Ouest	AA Est	Appui	AA Ouest	AA Est	Appui
Pesage 22-23/10/20	311	353	664	300	335	635
Rz pesée corrigés	319	328	646	301	326	627
Etat permanent (ST1)	248	265	513	295	296	591
ELS max (ST1)	421	427	819	475	358	836
ELU max (ST1)	573	574	1111	535	480	1117

Tableau 5 : Réactions d'appui sur P3 et P4 théoriques / mesurées par pesage

Les tableaux 3 à 5 montrent les réactions d'appui mesurées lors du pesage, après correction et les réactions d'appui théoriques issues du modèle ST1. La somme des réactions d'appui sur les appuis C0 à P4 de l'OA113 donne une charge globale de 2562 t avec les mesures du pesage corrigées, et de 2339 t avec les résultats issus du modèle ST1. Le tablier est donc plus « lourd » d'environ 10 %. Le pesage montre en outre une meilleure répartition du poids entre les piles que celle trouvée par le modèle ST1.

Sur l'appui cantilever, les écarts entre les réactions mesurées et théoriques sont de l'ordre de 20%. Ces réactions dépendent de la souplesse et de l'évolution de la géométrie de l'extrémité du tablier de l'OA110 portant les caissons de l'OA113 et OA114. Un des objectifs du pesage était de contrôler, après 50 ans de service, ces réactions qui sont relativement faibles et donc sensibles aux variations. Cet écart de 20 % peut donc être considéré comme rassurant, même si les écarts entre les appareils d'appui sont plus importants que prévus.

De manière générale, ces différences sont relativement peu importantes lorsqu'on regarde les enveloppes sous combinaisons ELS ou ELU (voir tableaux n°3 à 5), et sans conséquences sur l'évaluation structurale de l'ouvrage. Par ailleurs, pour l'ELU, elles sont couvertes par le coefficient de pondération des charges permanentes de 1,35. En conséquence, nous n'avons pas estimé nécessaire d'adapter le modèle suite à cette comparaison.

L'équipe de maîtrise d'œuvre du Département Ouvrages d'Art (DOA) de la DiRIF était présente la nuit du pesage des réactions pour contrôler les opérations. Compte tenu de la proximité de la liaison des ouvrages OA113 et OA114, le souci du DOA était d'éviter un vérinage excessif, supérieur à 5 mm, risquant d'endommager cette liaison, quitte à arrêter les opérations avant décollement du tablier. Les déplacements sur chaque vérin ont été définis sur place, directement entre un ingénieur de la DiRIF ayant réalisé les études et l'opérateur du système de levage LAO. De façon générale, il nous semble important de souligner l'importance de la présence, lors de toute opération de vérinage, d'une personne ayant une bonne connaissance du comportement de la structure levée et des risques liés à cette opération.

III.4 L'évaluation structurale du tablier

Le terme « évaluation structurale » est défini par la note d'information n°35 du Sétra [9] comme l'appréciation de la sécurité structurale (ELU) et de l'aptitude au service (ELS).

Cette évaluation structurale comprend plusieurs vérifications :

- comparaison des contraintes normales ELS dans les fibres extrêmes du caisson et comparaison avec les limitations en traction ou compression ou évaluation de l'état de contrainte (béton et armatures) pour les sections fissurées ;
- comparaison entre le moment ELU et le moment résistant ;
- comparaison entre les contraintes tangentielles ELS dans les âmes et comparaison avec la contrainte admissible (critère de non-fissuration)

- comparaison entre l'effort tranchant ELU et les efforts tranchants résistants ;
- diffusion des efforts de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Nous présentons ici les résultats de l'avant-projet de réparation d'ouvrage d'art (APROA) pouvant expliquer les désordres observés sur le tablier, et ayant orienté les choix de conception des renforcements. L'APROA a été rédigé avant la découverte de l'absence d'injection des câbles intérieurs. Les calculs supposent ainsi à tort l'adhérence entre les armatures de précontrainte intérieure et le béton, et la possibilité d'exploiter la surtension des câbles dans les vérifications. Nous évoquerons l'impact de cette absence d'injection sur les justifications dans les paragraphes suivants.

Contraintes normales à l'ELS

Vis-à-vis de la limitation des contraintes normales à l'ELS, nous avons retenu les critères suivants en traction :

- A l'ELS fréquent $\sigma_c > 0,00 \text{ MPa}$
- A l'ELS caractéristique $\sigma_c > -1,00 \text{ MPa}$: zone à voussoirs préfabriqués
 $\sigma_c > -f_{ctm} = -3,27 \text{ MPa}$: zone à voussoirs coulés en place

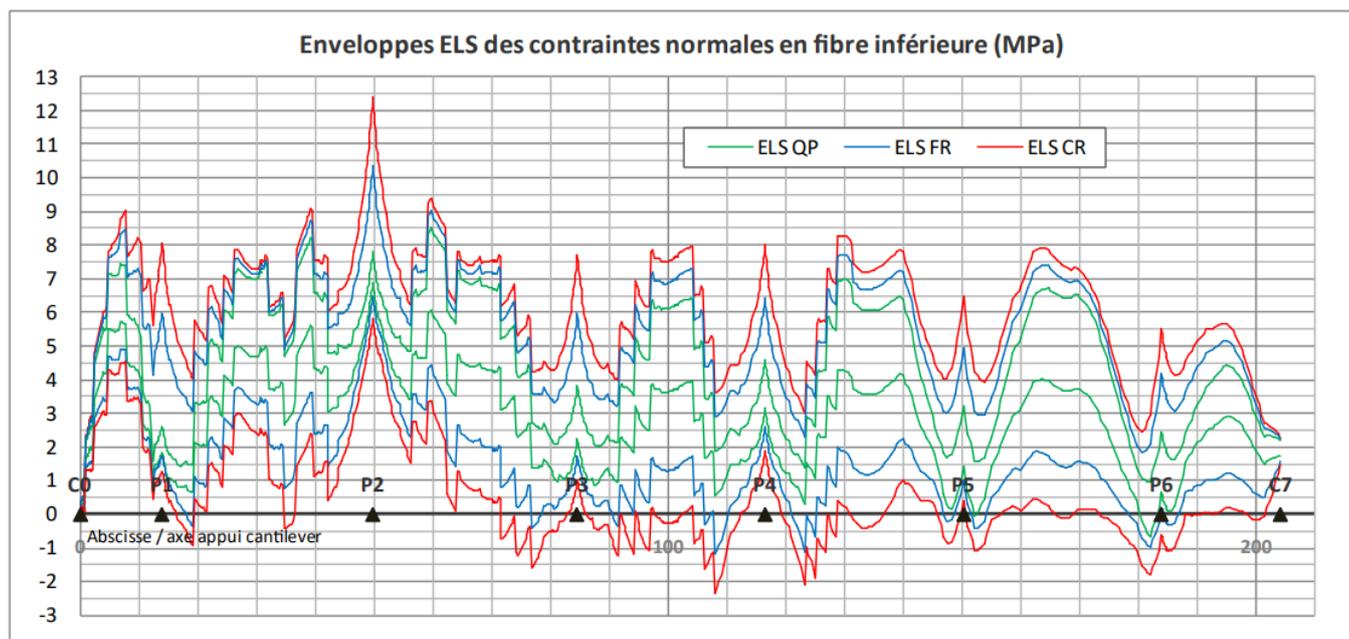


Figure n°15 : Enveloppe des contraintes normales ELS en fibre inférieure

Sur le diagramme de la figure n°15, nous observons un dépassement des tractions admissibles à l'ELS fréquent (décompression) ou à l'ELS caractéristique (fissuration des joints), sur une zone préfabriquée allant de la mi-travée 3 à la mi-travée 5. Il est intéressant d'observer que la fibre inférieure est particulièrement tendue de part et d'autre des piles P3 et P4. Ces zones correspondent à celles où des fissures transversales ont été observées sur les voussoirs V3S3, V3N3 (cf. figure n°16), V4N2 et le joint V4S2/V4S3.

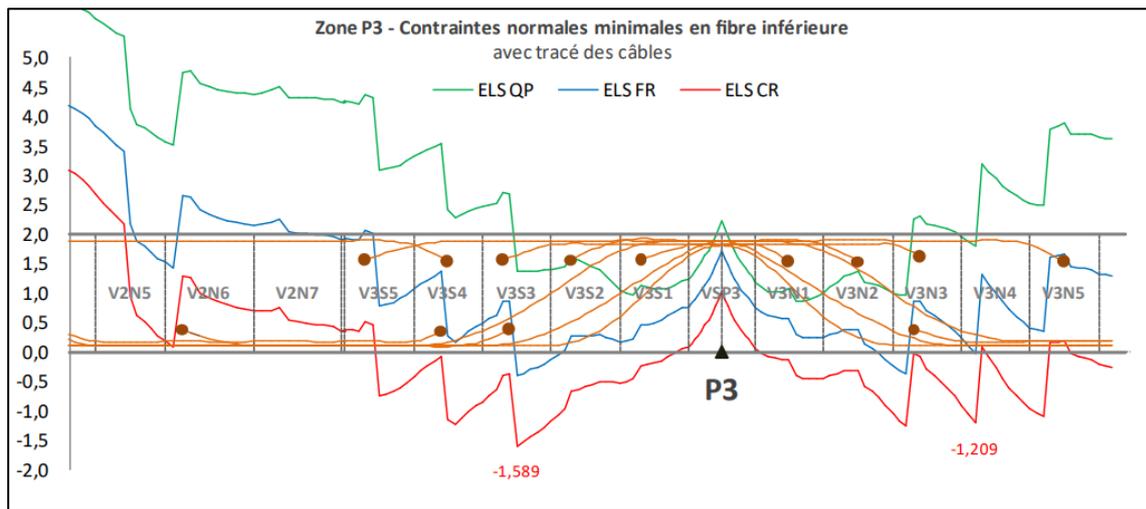


Figure n°16 : Contraintes normales minimales en fibre inférieure dans la zone proche de P3

Effort tranchant à l'ELU

Pour l'évaluation vis-à-vis du tranchant ELU, nous avons appliqué le §6.2 de la norme NF EN1992-1-1 en comparant l'effort tranchant sollicitant V_{Ed} et l'effort tranchant résistant V_{rd} .

L'effort tranchant résistant de calcul pouvant être repris par les armatures verticales travaillant à leur limite d'élasticité est calculé selon la relation (6.14) de la norme NF EN1992-1-1. À proximité des appuis P1 à P4, les barres de précontrainte verticales (voir figure n°17) apportent un supplément de résistance. Ainsi, en section courante, l'effort tranchant résistant total vaut :

$$V_{Rdsw}(\theta) = A_{sw}/s.z.f_{ywd}.\cotan\theta + n_b.F_{by}$$

relation dans laquelle :

A_{sw} : aire de la section d'armature d'effort tranchant

s : espacement des cadres

z : bras de levier des forces internes

f_{ywd} : limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant

θ : angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément

n_b : nombre de barres comprises sur la longueur $z.\cotan\theta$

F_{by} : force moyenne de précontrainte dans les barres de précontrainte verticales

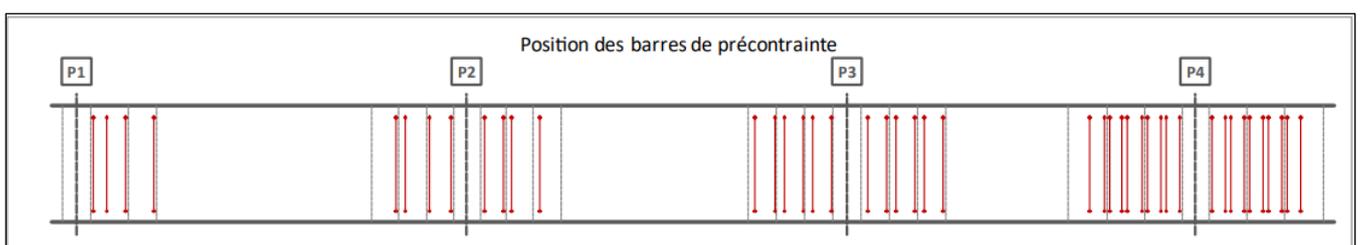


Figure n°17 : Position des barres de précontrainte dans les âmes

En l'absence d'information sur l'injection des barres verticales, nous avons adopté l'hypothèse la plus défavorable d'un calcul sans injection, c'est-à-dire sans considérer leur surtension. Ainsi $F_{by} = \sigma_{bm}.A_b = 0,33 \text{ MN}$, avec $\sigma_{bm} = 600 \text{ MPa}$ et $\sigma_{bm}.A_b = 550 \text{ mm}^2$.

Nous avons également vérifié que l'effort de traction longitudinal dû à l'effort tranchant (ΔF_{td}), au niveau du hourdis inférieur était repris par les armatures longitudinales du hourdis inférieur. Les armatures longitudinales prises en compte sont les armatures passives dans la zone coulée en place et les armatures actives présentes en partie inférieure. Conformément à l'alinéa 6.2.3 (7) de la norme NF EN1992-1-1, l'effort de traction ΔF_{td} dû à l'effort tranchant V_{sw} dans chaque âme est défini par $\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{sw} \cdot \cotan\theta$, relation dans laquelle V_{sw} est l'effort tranchant sollicitant par âme à l'ELU.

La vérification vis-à-vis de l'effort de traction dû à l'effort tranchant revient à limiter l'effort tranchant résistant à :

$$V_{sw} < V_{RdsI}(\theta) = 2 \cdot (F_{xh} + A_{sl} \cdot f_{yd} + \sum \Delta\sigma_P \cdot A_{Pi,inf}) \cdot \tan\theta.$$

relation dans laquelle :

F_{xh} : effort de compression du demi-hourdis (pour une âme) concomitant à l'effort tranchant ELU ;

A_{sl} : aire de la section des armatures passives situées dans le hourdis inférieur ;

f_{yd} : la contrainte limite des armatures longitudinales passives ;

$A_{Pi,inf}$: aire de la section des câbles présents dans le demi-hourdis inférieur ;

$\Delta\sigma_P$: surtension dans le câble.

Lorsque le hourdis inférieur est peu comprimé et/ou que le nombre des câbles de précontrainte est faible en fibre inférieure, la résistance du hourdis inférieur et $V_{RdsI}(\theta)$ sont faibles, ce qui peut poser problème. La figure n°18 permet de visualiser l'effort tranchant résistant $V_{RdsI}(\theta)$, pour chaque âme et pour $\theta=45^\circ$. On observe une forte baisse de l'effort tranchant résistant au milieu du voussoir V3S3, au niveau du joint V4S3/V4S2, dans le voussoir V4N2, et à proximité de la pile P6. Cette baisse s'explique par la faible compression du hourdis inférieur et par la diminution du nombre de câbles en fibre inférieure.

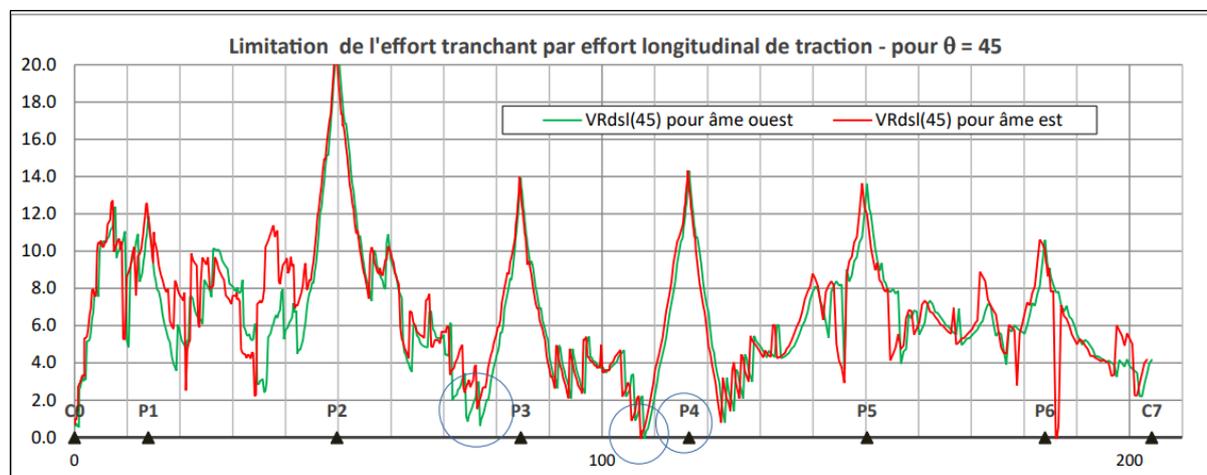


Figure n°18 : Limitation de l'effort tranchant par l'effort longitudinal de traction pour $\theta=45^\circ$

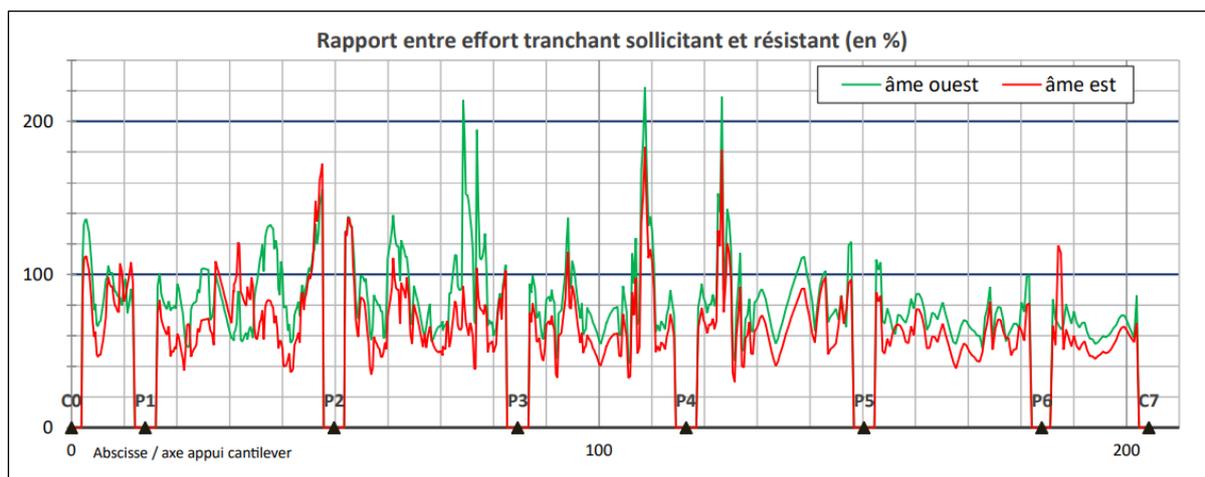


Figure n°19 : Rapport entre effort tranchant sollicitant et effort tranchant résistant

La figure n°19 permet de visualiser plus clairement les dépassements de l'effort tranchant résistant cumulant tous les critères présentés, avec la représentation du rapport des efforts tranchants sollicitant et résistant : V_{sw}/V_{rdw} . Nous observons des dépassements très importants, avec des rapports supérieurs à 2, dans les zones identifiées précédemment : au milieu du voussoir V3S3, au niveau du joint V4S3/V4S2 et dans le voussoir V4N2.

Vérification vis-à-vis de l'entraînement derrière les ancrages

Les dispositions complémentaires du guide Sétra [11] précisent la démarche permettant de calculer l'effort local de traction à l'arrière des bossages d'ancrage des câbles F_{te} , démarche que nous avons adaptée à l'OA113.

$$F_{te} = (F_d / 2 - \Omega \times \sigma_{ELS, cara})$$

relation dans laquelle :

$F_d = 1,20 \times P_{m,a}$ où $P_{m,a}$ est la force précontrainte probable des câbles,

Ω est une surface intersection de la section de la poutre et d'une surface homothétique de facteur 2 de la surface du rectangle d'impact liée à l'ancrage c_{xc} ,

$\sigma_{ELS, cara}$ est la contrainte de compression minimale du béton à l'ELS caractéristique au niveau de la section Ω .

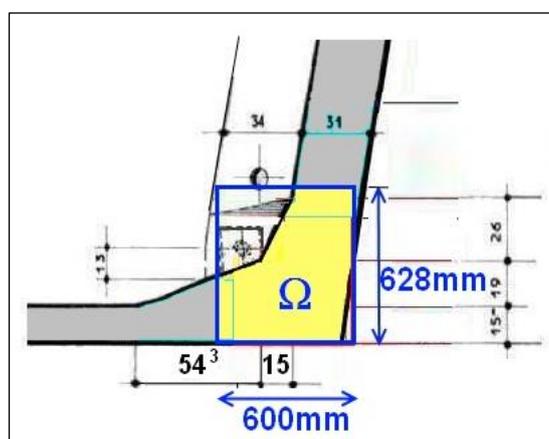


Figure n°20 : Section Ω utilisée pour vérifier l'effet d'entraînement de l'ancrage inférieur

Afin de vérifier que cet effort de traction était susceptible de fissurer localement le caisson, nous avons comparé :

- $\sigma_{t,c}(\Omega) = F_{te}/\Omega$, la contrainte de traction moyenne dans la section Ω derrière la section d'ancrage ;
- la résistance en traction du béton f_{ctm} .

Dans les zones où la contrainte de compression en fibre inférieure est faible, la contrainte de traction due à l'effet d'entraînement peut provoquer un dépassement de la résistance en traction du béton. La figure n°21 permet de visualiser ce phénomène au niveau des ancrages des premiers câbles éclisses autour de P3 (voussoirs V3S3 et V3N3). La situation est similaire derrière les ancrages des deux premiers câbles éclisses autour de P4 (voussoirs V4S2, V4S3, V4N2 et V4N3). Ces zones correspondent à la position des fissures.

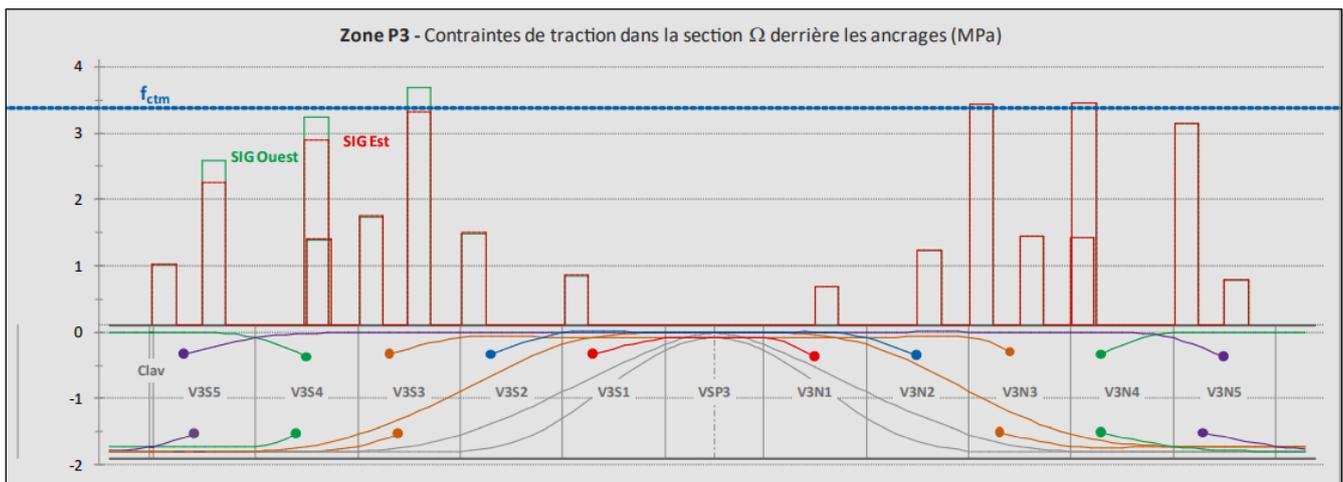


Figure n°21 : Contraintes de traction derrière les ancrages inférieurs de la zone proche de P3

III.5 Bilan de l'évaluation

Dans la zone des fléaux centrés sur P3 et P4, on observe des excès de contraintes de traction en fibre inférieure, soit généraux (flexion) ou locaux (entraînement), et de cisaillement dans les âmes (tranchant-torsion ou vérification de l'intégrité du béton vis-à-vis de la diffusion). On observe également sur les mêmes zones des déficits d'armatures longitudinales et d'effort tranchant. La plupart des fissures observées dans cette zone correspondent aux problèmes repérés par l'évaluation.

Sur les voussoirs ViS4, ViS3, ViS2, ViN2, ViN3, ViN4 situés de part et d'autre des piles P3 et P4 (donc avec $i=3$ ou 4), on peut expliquer les phénomènes à l'origine des fissures, imaginer leur ordre d'apparition et leur importance :

- hourdis inférieur décomprimé à l'ELS fréquent et assez tendu à l'ELS caractéristique ;
- fissuration locale dans les angles du caisson derrière les ancrages en fibre inférieure par « entraînement » de la section « Ω » peu comprimée ou tendue ;
- phénomène accentué par la faible section d'armatures longitudinales (passives ou de précontrainte) pouvant reprendre l'effort d'entraînement ;
- propagation des fissures dans le hourdis inférieur ou en bas des âmes sous l'effet des charges variables provoquant un moment fléchissant positif (surcharges routières et gradient thermique) et des contraintes de traction en partie inférieure du caisson ;
- propagation des fissures dans les âmes en raison du déficit d'armatures verticales dans les âmes vis-à-vis du tranchant/torsion et/ou de la diffusion.

D'autres particularités de conception peuvent expliquer les différences des désordres observés entre les zones :

- conception avec des ancrages de précontrainte supérieurs et inférieurs croisés (voir figure n°22) ;
- sur les voussoirs V3S2-V3S3-V3S4, proximité de l'attelage entre les tabliers des OA113 et OA114 avec des efforts de torsion ou de flexion d'axe vertical difficiles à appréhender par la modélisation ST1 à barres.

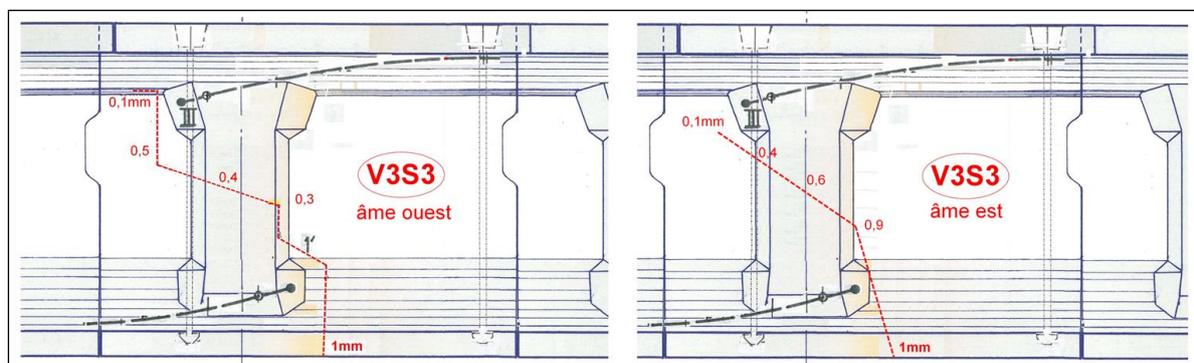


Figure n°22 : Élévation des âmes du voussoir V3S3 et relevé des fissures

Sur les voussoirs VSP3 et V3N1, les fissures inclinées correspondent aux résultats de l'évaluation. La contrainte de cisaillement dans les âmes dépasse ou approche la contrainte limite de non-fissuration et il y a un déficit d'armatures d'effort tranchant. Sur l'ensemble de l'ouvrage, on observe un déficit d'armatures d'effort tranchant ou de diffusion.

III.6 Renforcement par précontrainte additionnelle

La solution de renforcement consiste à ajouter une précontrainte additionnelle à l'intérieur du caisson afin de recomprimer les sections comprises entre le voussoir de clavage de la travée 3 et celui de la travée 5.

Cette précontrainte est dimensionnée pour comprimer l'ensemble de la section à l'ELS caractéristique. Elle est constituée de 4 câbles de type 12T13S par âme :

- 2 × 2 câbles d'environ 84 m de longueur sont ancrés sur le voussoir V2N5 de la travée 3 et sur la partie coulée en place à 8 m du joint avec la partie préfabriquée en travée 5 ;
- 2 × 2 câbles d'environ 75 m de longueur sont ancrés sur le voussoir V2N7 de la travée 3 et sur la partie coulée en place à 5 m du joint avec la partie préfabriquée en travée 5.

Le tracé de ces câbles a été défini en respectant au mieux les contraintes suivantes :

- ancrage des câbles dans des zones où les contraintes sont suffisantes pour éviter des décompressions locales par effet d'entraînement à l'arrière des câbles ;
- ancrage des câbles au plus près des âmes afin de réduire le moment d'axe vertical ;
- éviter les forages des raidisseurs existants dans chaque voussoir préfabriqué ;
- limiter l'excentrement des câbles par rapport à la fibre moyenne afin d'éviter les effets défavorables de la précontrainte additionnelle.

L'effet de la précontrainte additionnelle sur la fibre inférieure est visualisé sur la figure n°23. La précontrainte additionnelle permet de comprimer la fibre inférieure à l'ELS caractéristique dans toutes les sections de la zone renforcée.

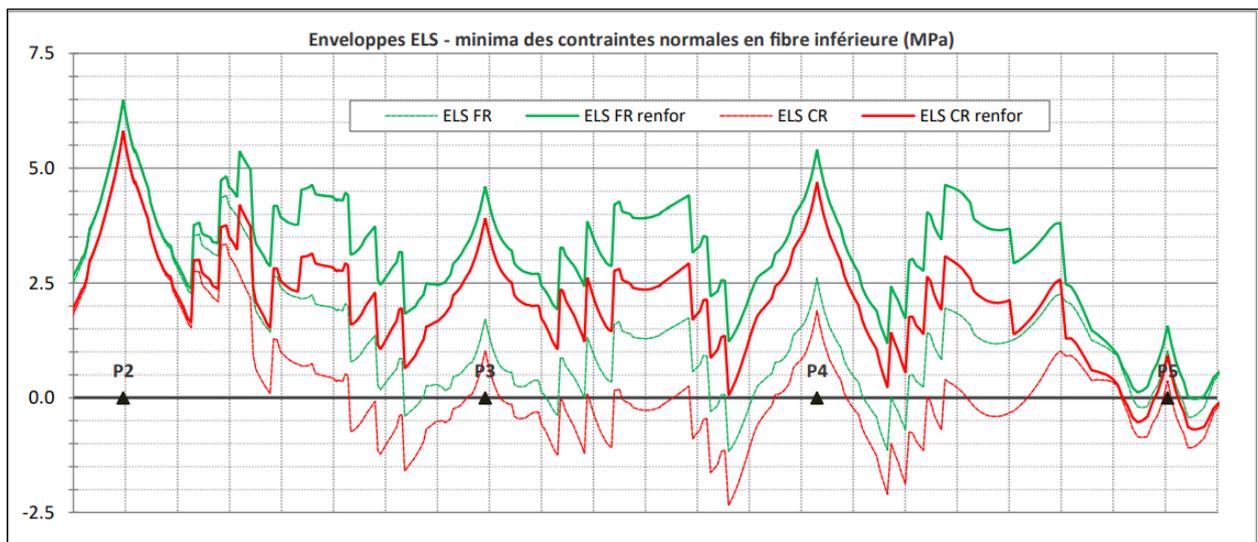


Figure n°23 : Enveloppes ELS des contraintes normales minimales en fibre inférieure

Ce renforcement par précontrainte additionnelle permet également d'augmenter :

- le moment résistant à l'ELU,
- la contrainte de cisaillement admissible à l'ELS,
- partiellement l'effort tranchant résistant, en améliorant la résistance à l'effort tranchant des âmes, et en comprimant le hourdis inférieur, ce qui permet d'augmenter sa capacité à supporter la traction due à l'effort tranchant,
- complètement la reprise de l'effort d'entraînement (voir figure n°24).

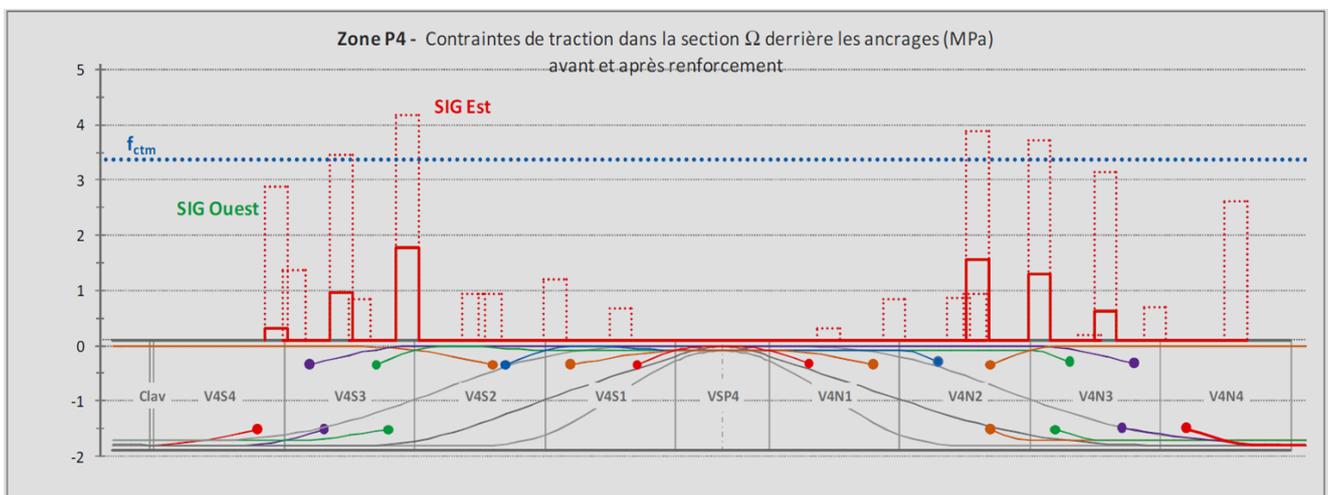


Figure n°24 : Effet d'entraînement - Contraintes de traction derrière les ancrages avant (pointillés) et après renforcement (trait plein)

Le renforcement par précontrainte additionnelle ne permet pas de compenser suffisamment le défaut de résistance à l'effort tranchant à l'ELU. Il ne permet pas non plus de réduire le déficit d'armatures verticales dans les âmes vis-à-vis de la diffusion des efforts de précontrainte. Nous avons donc opté pour une solution complémentaire de renforcement des âmes par matériaux composites collés.

III.7 Renforcement par matériaux composites collés

La solution de renforcement consiste à augmenter la résistance des âmes pour pallier le manque d'aciers passifs verticaux, en collant des armatures additionnelles (tissus de fibres ou plaques) à base de fibres de carbone.

Les zones à renforcer sont définies à partir de l'évaluation des âmes vis-à-vis des efforts tranchant et de torsion, de la diffusion des efforts d'ancrage de précontrainte et en tenant compte du renforcement par précontrainte additionnelle.

Compte tenu de la diversité des procédés et de leurs caractéristiques (notamment A_f : section d'armature composite et f_{fu} : contrainte moyenne de traction à la rupture), les quantités de matériaux composites à mettre en œuvre sont définies à partir de l'effort de traction linéaire minimal à reprendre : $(A_f \cdot f_{fu} / s_f)_{\min}$ où $A_f \cdot f_{fu} / s_f$ est l'effort de traction ELU maximal linéaire que peuvent supporter des bandes espacées de s_f . Le procédé Foreva Tissu Fibre de Carbone (TFC) de Freyssinet a été mis en œuvre sur chantier. Ce matériau breveté présente une épaisseur de bande de 0,48 mm ainsi qu'une contrainte moyenne de traction à la rupture f_{fu} de 913 MPa.

Les quantités mises en œuvre sont les suivantes :

- 408 bandes TFC de largeur 75mm,
- 472 bandes TFC de largeur 200mm,
- 384 bandes TFC de largeur 300mm

ce qui représente une couverture par composites collés d'environ 50 % de la surface des âmes à l'intérieur du caisson.

Ces bandes ont été mises en œuvre sur une hauteur d'âme de 1,25m.

III.8. Conclusion des études

À l'issue de la réparation, l'ensemble des critères relevant de l'ELU sont respectés. Des dépassements limités de certains critères relevant de l'ELS persistent, mais ces dépassements ne sont pas jugés problématiques.

IV. Les travaux

IV.1 Organisation de la DiRIF

Cet ouvrage portant une bretelle de l'A86 vers le tronc commun A3/A86, la maîtrise d'ouvrage était initialement assurée par le Bureau Pathologie Ouvrages d'Art (BPOA) et la maîtrise d'œuvre par le Département d'Ingénierie Ouvrages d'Art (DIOA) de la Direction des Routes d'Île-de-France (DiRIF). En septembre 2020, lors de la réorganisation de la DiRIF, l'ensemble de ces compétences ont été intégrées dans un même Département Ouvrages d'Art (DOA).

IV.2 Appel d'offres

Généralités

Le dossier de consultation des entreprises pour le marché public de travaux a été publié le 28 mars 2019. Ce marché comprenait quatre prestations principales :

- le pesage des réactions d'appui au niveau du cantilever,
- les réparations du béton du tablier (injection des fissures, ragréages, bétonnages ...),

- le renforcement par précontrainte additionnelle,
- le renforcement par composites collés.

Quatre candidats, dont deux groupements, ont déposé leurs offres le 20 mai 2019. La technicité élevée des travaux explique le faible nombre de candidats, tous déjà reconnus dans le domaine OA. Suite à l'analyse des offres, l'entreprise Freyssinet France a été retenue pour la réalisation des travaux pour un montant estimé à 838 475,00 € HT.

Les travaux se sont déroulés de septembre 2019 à décembre 2020. La période de préparation de 3 mois a permis la réalisation des notes de calculs, des plans d'exécution et des procédures.

Principaux acteurs du projet

Maîtrise d'ouvrage : DiRIF

Maîtrise d'œuvre : DiRIF

Entreprise titulaire : Freyssinet France

Bureau d'études d'exécution : EuroConcept Ingénierie

Principaux sous-traitants et prestataires : Arnholdt Échafaudages, SMBS (montage des échafaudages), ATDB (carottages)

Coordination SPS : CS-BTP

Contrôle extérieur des travaux : Cerema Île-de-France

IV.3 Pesage des réactions d'appui

La pesée du tablier de l'OA113, par vérinage des piles P1, P2, P3 et P4 et du cantilever C0, a pour but la vérification des hypothèses de descente de charges à proximité du cantilever et de la liaison avec l'ouvrage voisin.

Cette pesée était initialement prévue pendant la période de préparation, donc plus tôt, afin d'affiner le modèle et le dimensionnement. Mais l'extrémité sud du tablier, soit la travée n°2, franchissant une voie ferrée, la mise en place des structures provisoires nécessaires aux installations de vérinage a rendu nécessaire des interruptions temporaires de circulation et des coupures de caténaires qui n'avaient pas été anticipées et pour lesquelles l'accord de la SNCF est indispensable. Une fois ces installations provisoires montées, la mise en place des vérins et le vérinage se sont faits sans interruption du trafic ferroviaire. La pesée de l'ouvrage n'a pas pu avoir lieu pendant la période de préparation faute d'anticipation des sujétions administrative et faute d'obtention des autorisations.

L'entreprise a mis en place des vérins hydro-mécaniques depuis l'intérieur des caissons pour le cantilever C0 et des vérins plats au niveau des têtes de pile. Des emplacements de vérinage attenants aux appareils d'appui existants avaient été prévus et indiqués sur les plans. Le contrôle de l'espacement entre le hourdis inférieur de l'ouvrage et les têtes de pile a toutefois montré qu'une des têtes de pile ne présentait pas des dimensions conformes aux plans, un bétonnage de « surplus » semblant avoir été fait en tête à la construction (pas d'armature de fret). Une niche de vérinage (voir figure n°25) a alors été dégagée par hydrodémolition pour la mise en place du vérin plat (voir figure n°26).

La pesée a été réalisée de nuit en levant la structure jusqu'au transfert complet de la charge sur les nouveaux points de levage (décollage complet du tablier). Ce transfert a été observé dès 4 mm de déplacement mesuré (libération observée visuellement directement en tête de pile). Le levage est réalisé en deux phases avec un automate de levage assisté par ordinateur (LAO) auto-gérant et régulant la levée

de chaque vérin indépendamment. Les levées du cantilever C0 et de la pile P1 sont effectuées dans un premier temps. Les piles P2, P3 et P4 sont levées dans un second temps.

Les résultats de la pesée ont permis de confirmer certaines hypothèses de modélisation et d'ajuster les valeurs du poids propre dans le dimensionnement du renforcement. Elles n'ont conduit à aucune modification du renforcement.



Figure n°25 : Niche de vérinage réalisée par hydro-démolition Figure n°26 : Vérins plats en préparation

IV.4 Réparations du tablier en béton

Le tablier de l'ouvrage présentait de nombreux défauts de bétonnage, liés aux méthodes de construction employées. L'entreprise a donc été chargée de rétablir le bon état général des voussoirs par la préparation des surfaces de béton endommagées, le ragréage et le bétonnage des parties altérées ainsi que l'injection des fissures.

Dans un premier temps, pour des raisons pratiques d'accès au caisson depuis l'intrados de l'ouvrage, l'entreprise a réalisé une trémie d'accès dans le hourdis inférieur. Cette trémie a nécessité la mise en œuvre d'un renforcement périphérique en matériaux composites collés compensant les aciers sectionnés (voir figure n°27).



Figure n°27 : Trémie d'accès avec renforcement périphérique en TFC

Le nettoyage complet de l'intérieur du caisson a permis l'observation des défauts (bétons altérés, fissures...) et l'établissement d'un relevé contradictoire des éléments à traiter. Des essais d'arrachement pour qualifier l'adhérence du support béton et sa résistance à la traction superficielle ont également été réalisés en anticipation de la mise en œuvre des massifs d'ancrage et de l'application des tissus en fibres de carbone.

Les réparations comprennent aussi l'injection des fissures de plus de 0,3 mm. La plus importante d'entre elles, située au voussoir 3S3 et décrite précédemment, a fait l'objet d'une injection conséquente avec cachetage sur les deux faces de l'âme. Les fissures inférieures à 0,3 mm ont été calfeutrées avec un ciment fin.

Les fractures et autres dégradations telles qu'illustrées sur la figure n°28 ont été traitées par ragréage (épaisseur <3 cm) ou bétonnage (épaisseur >3 cm). Au préalable, chaque zone a été purgée et les aciers passifs ont été brossés. Dans la pratique, les imperfections sont souvent localisées au niveau des joints de voussoirs préfabriqués et sont dues à des défauts d'alignement.



Figure n°28 : Réparations du béton



Figure n°29 : Mèches en carbone

IV.5 Renforcement par matériaux composites collés

La solution technique proposée par l'entreprise est le Tissu Fibre de Carbone (TFC), dispositif breveté Foreva® TFC. Celle-ci consiste au collage de bandes tissus orientées sur les âmes à l'intérieur des caissons. L'ancrage des bandes se fait par des mèches en carbone matricées par stratification avec l'armature du composite (voir figure n°29 ci-dessus). Un marquage des zones à traiter a été réalisé au préalable (voir figure n°30).



Figure n°30 : Implantation du renforcement en composites collés



Figure n°31 : Préparation du support

Le support béton a été préparé par un ponçage (voir figure n°31). L'application des bandes TFC nécessite un support plat et légèrement rugueux. Les percements pour le scellement des ancrages ont été réalisés en amont pour assurer un délai suffisant de vérification des profondeurs/dégradations (observation visuelle/endoscope du forage). La difficulté liée à ces ancrages réside dans leur implantation au niveau des goussets à proximité de la précontrainte existante. En effet, le repérage au radar des armatures existantes dans les angles du caisson et les goussets est difficile et les plans de recollement se sont révélés non conformes à l'existant. La mise en œuvre d'ancrages courts a été retenue lorsque cela était possible. Son objectif était de limiter le risque d'atteindre la précontrainte. Cette disposition augmentait le nombre de percements à effectuer mais limite la profondeur de ceux-ci, tout en respectant l'agrément technique du produit.

Le tissu a été appliqué par bande de 75 ou 200 mm, tel un papier peint, imprégné et marouflé sur son support préalablement recouvert de résine Foreva® EPX. Les collages ont été réalisés à l'intérieur du caisson sous circulation. Des dispositifs contre la poussée au vide ont été dimensionnés et mis en œuvre tel qu'illustré par les figures n°32 et 33. Il s'agit de platines chevillées dans l'ouvrage au niveau des angles des goussets. Les profondeurs des percements sont limitées pour les mêmes raisons que précédemment.



Figure n°32 : Platine contre la poussée au vide au niveau du gousset inférieur



Figure n°33 : Platine contre la poussée au vide au niveau du gousset supérieur

Après exécution, des contrôles par caméra infrarouge ont été réalisés par le Cerema. Le bon collage des tissus est vérifié par l'absence d'air sous les bandes, l'air générant une différence de température. Deux zones présentant des non-conformités, soit quatre bandes, l'entreprise a dû réaliser des purges. Cette opération consistait à la découpe et l'arrachage du tissu, au ponçage du support mis à nu, puis au

renouvellement des opérations de pose. Les ancrages des mèches Foreva® WFC étant plastiques, les percements sont renouvelés par le forage direct et l'extraction des anciens ancrages.

Des essais d'arrachement vont être réalisés pour s'assurer de la bonne tenue du composite au support. Aussi, pour des raisons de suivi du comportement du composite dans le temps et d'éventuels essais destructifs ultérieurs, des « éprouvettes » témoins ont été réalisées et laissées à disposition dans le caisson.

IV.6 Renforcement par précontrainte additionnelle

Massifs d'ancrage

Le scellement des massifs d'ancrage de la précontrainte additionnelle, dont l'implantation est déterminée par le besoin en contrainte longitudinale additionnelle, implique des carottages et des percements à proximité de la précontrainte existante de l'ouvrage. Afin d'éviter toute dégradation de l'existant, l'implantation de ces percements a été faite sur la base des informations contenues dans les plans d'origine de l'ouvrage complétées par des repérages radars.

Dès les premiers carottages, une gaine de la précontrainte existante (feuilard métallique) a été touchée et deux torons ont été rompus. Les figures n°34 et 35 illustrent la position du carottage et les dégradations. Cette dégradation, due aux défaillances du repérage des câbles, a toutefois permis d'observer leur l'état, et notamment de constater que la gaine touchée n'était pas injectée.



Figure n°34 : Gaine de précontrainte ouverte



Figure n°35 : Repérage armatures (orange avant dégradation, vert second passage après dégradation)

Suite à cet incident, les travaux ont été interrompus. Des investigations ont été menées sur la gaine ouverte. Les fils semblent ne s'être que très peu déplacés lors de leur rupture, ce qui traduirait un ré-ancrage rapide et donc la présence de coulis dans la gaine. L'utilisation d'un endoscope et d'un furet métallique n'a pas permis de confirmer cette hypothèse, ces outils ne permettant pas de filer au travers des torons sectionnés, dont la disposition est totalement désordonnée et obture la gaine à proximité du point d'entrée.

L'utilisation d'un endoscope et l'ouverture d'autres gaines (forage lent à faible diamètre et ouverture des feuilards en partie basse sur des zones théoriquement sans contact avec les torons), semblent confirmer l'hypothèse de non-injection des gaines. La complexité de ces investigations, du fait de leur potentielle destructivité, n'a pas permis l'ouverture de nombreuses fenêtres. Ainsi après l'observation de trois gaines non injectées de part et d'autre de l'ouvrage (zone préfabriquée et zone coulée en place), il a été considéré, par sécurité, qu'aucune gaine de précontrainte de l'OA113 n'était injectée.

Le DIOA a donc dû reconsidérer l'évaluation de l'ouvrage et les éléments calculatoires du renforcement, en considérant une déficience par non-injection des gaines de précontrainte et le manque de deux torons sur le câble partiellement sectionné. La pérennité à court terme de l'ouvrage n'est pas menacée et aucune mesure structurelle de compensation d'urgence n'est nécessaire.

Suite à cet incident, chaque passage radar a été doublé : un passage du sous-traitant du titulaire et un passage de la DIOA de la DiRIF ou du Cerema avec son propre radar. De plus, ce repérage non-destructif a été accompagné d'un double percement léger (diamètre 12 mm) tangent au périmètre extérieur des implantations (partie supérieure et inférieure) afin de s'assurer de l'absence d'armature.

En raison de nombreuses adaptations d'implantation, la disposition régulière des barres de précontrainte courtes est impossible. Les figures n°36, 37 et 38 présentent l'implantation d'un massif sur le plan d'origine de l'ouvrage, son plan de ferrailage initial (avec implantation des barres courtes), ainsi qu'un cliché des implantations finales.

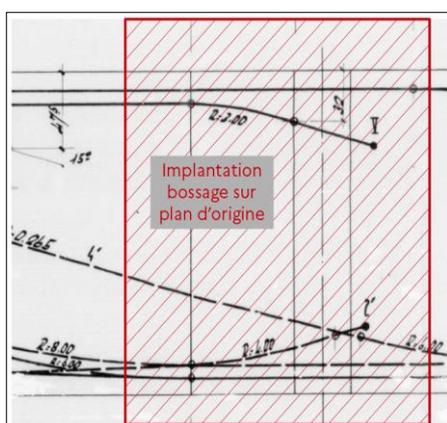


Figure n°36 : Implantation d'un bossage d'ancrage sur le plan d'origine



Figure n°37 : Implantation de la précontrainte et du ferrailage passif



Figure n°38 : Implantation finale de la précontrainte courte



Figure n°39 : Essais de traction sur scellements

Des essais d'arrachement sur les armatures scellées ont été réalisés à proximité des scellements définitifs en collaboration avec le fabricant Hilti (voir figure n°39 ci-dessus). Outre ces scellements, les massifs sont ancrés par 14 barres courtes Freyssibar Φ 32 mm, livrées gainées graissées et mises en place

directement dans les carottages réalisés au préalable. L'ancrage extérieur passif est protégé par un capot plastique rempli de graisse (voir figure n°40). La suite des opérations (mise en tension, serrage...) est assurée depuis l'intérieur des caissons. L'utilisation de barres de précontrainte courtes gainées et injectées à la cire permet leur remise en tension ultérieure. Ces dispositifs sont directement enfilés et matés aux âmes par injection d'un coulis de ciment. Des cellules de charges seront disposées et laissées à demeure pour surveiller la tension résiduelle dans les barres (voir figure n°41).



Figure n°40 : Ancrages passifs des Freyssibars



Figure n°41 : Mise en place des cellules de charge sur Freyssibars

Les huit massifs d'ancrage et les deux déviateurs neufs ont été conçus pour réduire au maximum les risques de dégradation de l'existant. Leurs dimensions réduites impliquent des densités d'armatures passives élevées : environ une tonne d'acier au mètre cube à laquelle s'ajoutent les 14 barres de précontrainte courte et les 2 ou 4 câbles de précontrainte longitudinale). L'arrangement théorique des armatures passives, des barres de précontrainte courte et des câbles et ancrages de précontrainte longitudinale est soumis à révision pendant la mise en œuvre des massifs.

Pour la reprise des efforts transversaux liés aux effets des ancrages de la précontrainte additionnelle, des butons-tirants liés aux massifs d'ancrage ont été mis en œuvre. Les butons-tirants des parties inférieures, en béton armé, sont connectés directement aux massifs d'ancrage et sont bétonnés avec les massifs dans un seul et unique coulage (voir figure n°42). Les butons-tirants des parties supérieures sont des poutres métalliques boulonnées à des tiges d'ancrage (voir figure n°43). Une disposition régulière de ces tiges d'ancrage est rendue complexe par la présence de la précontrainte longitudinale et des barres de précontrainte courte, ainsi que par la disposition des aciers passifs.



Figure n°42 : Ferrailage des massifs d'ancrage



Figure n°43 : Mise en place des tiges d'ancrage pour butons métalliques

Compte tenu des modalités de bétonnage des massifs, un coulage continu par paire de massifs connectés par butons-tirants, le coffrage a été renforcé. Des étais ont notamment été mis en place (voir figure n°44) entre le hourdis supérieur et les butons tirants afin de compenser la poussée du béton liquide sur 1,60 m de hauteur.

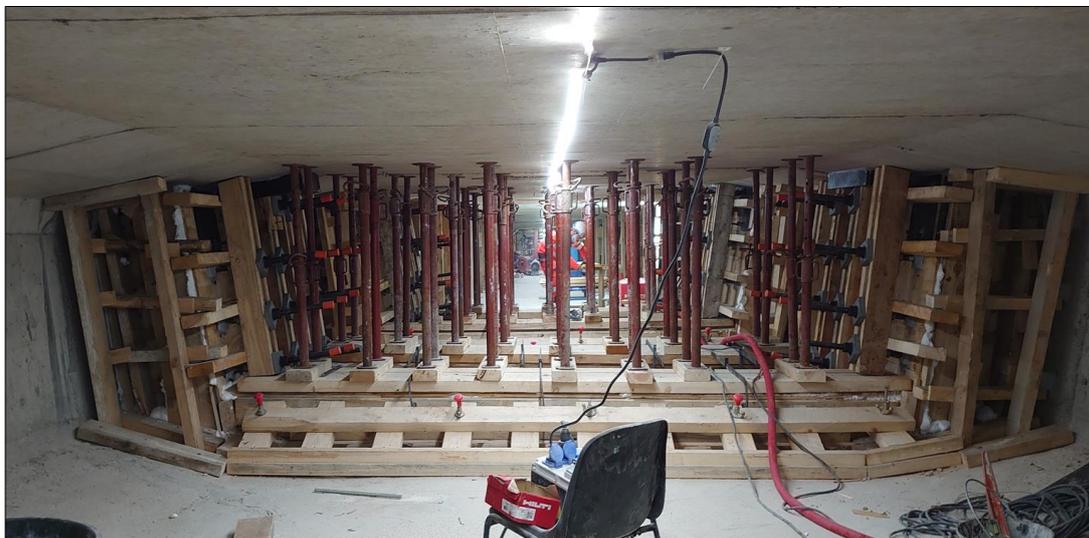


Figure n°44 : Coffrage renforcé permettant le bétonnage en une seule fois des montants d'ancrage et des butons-tirants inférieurs

Le béton retenu est un béton autoplaçant C45/55 fabriqué dans une centrale à béton permanente située à proximité de Bondy. De nombreux essais de convenance ont été réalisés en centrale par le Cerema, notamment des essais d'étalement et d'écoulement. Des essais sont également réalisés en amont des bétonnages pour témoigner de la bonne performance du béton coulé dans l'ouvrage sous circulation. Des éprouvettes sont réalisées sur site et disposées dans l'ouvrage. Celles-ci seront écrasées par la suite. Aucun défaut (matrice cimentaire, ségrégation) n'est observé, la résistance du béton est satisfaisante et la méthode est retenue.

Le bétonnage des massifs d'ancrage a eu lieu sous circulation depuis l'intrados de l'ouvrage par l'utilisation de camions toupies et d'une pompe à béton. Le béton a été acheminé directement par la trémie jusqu'aux trappes des paires de bossage par 80 m de tuyaux maintenus sous pression. La longueur conséquente d'acheminement a impliqué l'utilisation importante de matériaux d'amorce et de produits de purge qui sont récupérés dans des bacs mis en place dans le caisson.

Des difficultés de remplissage ont été observées sur les déviateurs. En effet, l'emplacement et les dimensions des tubes déviateurs de précontrainte ont affecté la bonne circulation du béton dans les coffrages (voir figure n°45). La reprise de ces défauts de bétonnage, observés seulement après décoffrage, a été faite tel un bétonnage classique. Les imperfections ont été purgées et les aciers ont été mis en état de recette. Un nouveau coffrage léger a été réalisé et l'injection du béton a été faite par un système simple de vérin manuel permettant d'envoyer le béton de façon satisfaisante. Le matage final éventuellement nécessaire a été assuré par un coulis de ciment fin, injecté sous pression par un système de flexibles et de vannes associé à un cachetage/calfeutrement fin (voir figure n°46).



Figure n°45 : Bétonnage défailant du déviateur neuf ouest

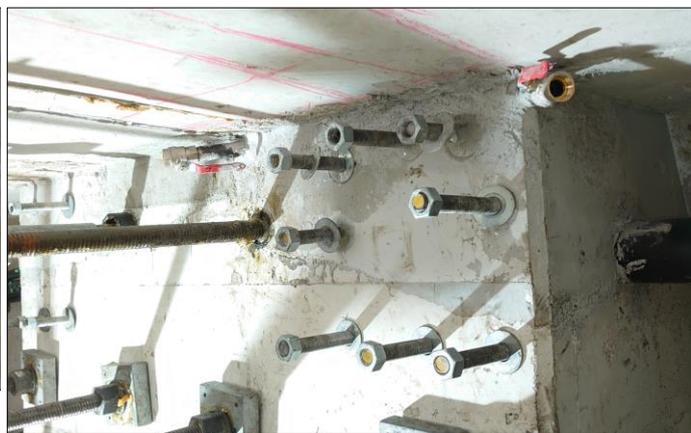


Figure n°46 : Matage par injection d'un massif

L'épaisseur des vides à combler définit la finesse du produit utilisé. Les produits retenus sont les mortiers et micro-bétons Pagel V1/10, V1/50 et V1/160. Les faces supérieures des butons-tirants bétonnés présentent un léger bullage sans conséquences.

Les massifs d'ancrage ont été finalisés par la mise en place des butons-tirants supérieurs métalliques. Ceux-ci sont amenés dans l'ouvrage en deux éléments puis boulonnés entre eux. Le matage entre les extrémités de ces poutres et les massifs a été réalisé à l'aide de coulis de ciment. La difficulté vient principalement du fait que chaque zone d'ancrage présentant une disposition des tiges d'ancrage différente, chaque buton-tirant doit être réalisé sur mesure. En outre, ces tiges ayant été disposées dès le bétonnage des massifs, certaines se sont déplacées dans l'opération et présentent une longueur libre faible, ce qui rend la mise en œuvre des poutres compliquée (faible mord initial des boulons, révision de l'épaisseur des rondelles).

Mise en œuvre de la précontrainte additionnelle

Les gaines de précontrainte, enfilées au préalable au niveau des massifs et déviateurs, sont mises en œuvre sur toute la longueur libre du renforcement. Des chaises d'appui en bois ont été disposées régulièrement pour soutenir les futurs 9T15 enfilés dans l'attente de la mise en tension. Cette charpente de soutien a été retirée avant la mise en tension. Les gaines sont enfilées par éléments de 6 m raboutés avec des manchons électro-soudés. Les tubes déviateurs sur pile, au travers des entretoises, sont des tubes métalliques tulipés, insérés dans les carottages préalablement réalisés. Ces tubes sont matés par injection (voir figure n°47).

La précontrainte additionnelle est constituée de câbles 9T15S composés de mono-torons gainés graissés. Ceux-ci ont été enfilés dans les gaines en PEHD directement depuis l'extérieur de l'ouvrage. Tirés depuis un dévidoir par un système de treuil tire-câble, ils ont été acheminés dans l'ouvrage au travers d'un trou d'homme protégé afin de ne pas dégrader les câbles. Positionnés dans les gaines, ils ont ensuite été disposés de façon régulière en extrémité par les têtes d'ancrage. L'utilisation de torons gainés-graissés permet de s'assurer du bon comportement des 9 torons dans la gaine PEHD car ceux-ci disposent chacun de leur gaine et « glissent » indépendamment pour se ré-arranger avant la mise en tension. La proximité des ancrages avec le hourdis supérieur et l'âme ainsi que l'espace restreint du caisson rendent complexe l'utilisation d'un vérin multi-torons. Cette mise en tension a donc été faite selon un phasage précis, au vérin mono-toron. Une fois les câbles tendus, l'injection des gaines a été réalisée à l'aide d'une mini-centrale et d'une pompe, disposées à pied d'œuvre. L'injection s'est effectuée depuis la partie basse des câbles jusqu'à résurgence à l'autre extrémité. Une fois le coulis arrivé en partie haute, des manœuvres de mise en pression-relâchement ont été réalisées avec une vanne afin de s'assurer du vide d'air et du bon

remplissage de la gaine par le coulis. Une sur-longueur a été conservée à une extrémité des câbles pour permettre une éventuelle remise en tension (voir figure n°48).



Figure n°47 : Matage des tubes déviatoriques sur piles



Figure n°48 : Capot de protection des sur-longueurs de câbles

Un contrôle des galvanisations par mesure de l'épaisseur de zinc sur les pièces métalliques a été effectué par le Cerema. Les pièces présentant une protection zinc trop faible ou des rayures et autres dégradations ont été repeintes spécifiquement (peinture zinguée).

V. Conclusions

Les travaux de renforcement de l'OA113 se sont globalement bien déroulés. Des adaptations techniques du projet initial ont été mises en œuvre, notamment pour tenir compte de la position réelle de la précontrainte intérieure et de la géométrie de l'ouvrage. La principale difficulté de ce chantier était liée à l'ancrage des bandes de matériaux composites collés, en raison de la présence de la précontrainte intérieure existante dans les goussets du caisson. Ce point était d'autant plus important suite à la découverte en cours de chantier de l'absence de coulis d'injection dans les feuillards métalliques de l'ouvrage.

Les matériaux composites collés permettent de renforcer de façon relativement simple ce type d'ouvrage vis-à-vis de l'effort tranchant, et complètent avantageusement la précontrainte additionnelle. Pour améliorer leur efficacité, il est nécessaire d'assurer un bon ancrage, ce qui impose aujourd'hui des profondeurs de scellement importantes. Cette étape est préjudiciable dans le renforcement d'un ouvrage d'art, car elle implique un risque de dégradation. Aussi, c'est principalement dans l'amélioration des capacités des matériaux et produits techniques qu'il est possible d'optimiser et d'améliorer un tel renforcement.

Le projet de réparation de l'OA111, qui a été élaboré en 2021, est très similaire à celui de l'OA113. Les travaux sur son tablier, un double caisson béton précontraint d'environ 150 m de long, débutent en janvier 2022. Le renforcement par précontrainte additionnelle et composites collés s'accompagne d'une réfection de l'étanchéité ponctuelle sur des zones d'infiltration au niveau de joints de voussoirs.

L'OA110, autre ouvrage similaire aux OA113 et OA111, est aussi sujet à études et un APROA est en cours de rédaction. Le renforcement de cet ouvrage est prévu dans la suite des travaux de l'OA111. Ainsi, c'est l'ensemble des ouvrages du tronçon « B3 Sud », construits dans les années 1970 selon

le même procédé, présentant relativement les mêmes dimensions et des pathologies similaires, qui sont amenés à être étudiés et renforcés dans les prochaines années. La prise de recul et un retour d'expérience efficace de chacun des projets sont donc cruciaux pour l'amélioration des renforcements et de leur mise en œuvre.

VI. Références bibliographiques

[1] Plans et notes de calcul des « viaducs B3 Sud – V2 » et « viaducs B3 Sud – VP1E » (numérotés D 172-V2 et D 172-VP1E)

[2] Inspection et instrumentation de l'ouvrage

[3] Rapport d'inspection détaillée du Cerema 2014-2015 de janvier 2015

[4] Rapport de la campagne d'instrumentation des fissures du voussoir 3S3 de février 2017

[5] Mesures des ouvertures de fissures, rapport du DIOA de février 2016

[6] Eurocode 0

[7] Eurocode 1

[8] Eurocode 2

[9] Note d'information n°35 du Sétra « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants » de mai 2012

[10] Guide Cerema « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » de février 2016

[11] Guide méthodologique du Sétra « Diffusion des efforts concentrés – Efforts de précontrainte et des appareils d'appui » de novembre 2006 avec les modifications et compléments au guide diffusion sur la précontrainte d'octobre 2008



Évaluation sismique du pont de Saint-Nazaire par une approche spectrale multimodale

Jérôme Michel¹, Édouard Berton¹, Pierre Fontaine¹, Jean-Michel Lacombe¹, Denis Davi², Thibaut Pannetier³, Pierre Quentin³

¹ Cerema ITM, DTOA, GITEX, Parc de la Haute Maison, 16 rue Galilée 77420 Champs-sur-Marne, jerome.michel@cerema.fr, edouard.berton@cerema.fr, pierre-p.fontaine@cerema.fr et jean-michel.lacombe@cerema.fr

² Cerema Méditerranée, DMOB, ECOA, Pôle d'activités Les Milles, avenue Albert Einstein 13290 Aix-en-Provence, denis.davi@cerema.fr

³ Département de Loire-Atlantique, 3 quai Ceineray CS 94109 44041 Nantes cedex 1, thibaut.pannetier@loire-atlantique.fr et pierre.quentin@loire-atlantique.fr

Résumé

Depuis octobre 2010, le territoire français est découpé en cinq zones de sismicité croissante : de la zone 1, de sismicité très faible, à la zone 5 (aux Antilles), de fort aléa sismique. L'Eurocode 8 Partie 2 [1] définit l'action sismique à partir d'une période de retour variant de 475 ans à 1 250 ans en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage. Ainsi, la probabilité d'occurrence d'un séisme reste faible, y compris dans les régions exposées aux séismes, mais les conséquences indirectes (humaines, sociales et économiques) dépassent fréquemment la valeur des ouvrages, en particulier pour les structures présentant une grande importance locale. Le pont de Saint-Nazaire, qui franchit l'estuaire de la Loire au niveau de Saint-Nazaire et présente une longueur totale de 3 356 m, se situe en zone de sismicité 3, dite zone de sismicité modérée. L'ouvrage, lors de sa conception, n'a fait l'objet d'aucune prise en compte de l'aléa sismique car situé en zone de « sismicité négligeable » selon le précédent zonage. De plus, la structure est jugée d'importance socio-économique majeure : l'évaluation des effets d'un séisme sur son intégrité structurelle est donc essentielle.

Cet article donne une description détaillée du modèle 3D à barres, élastique linéaire, utilisé afin de qualifier et de quantifier le risque sismique auquel sont exposées les différentes parties constitutives du pont de Saint-Nazaire. Les rigidités effectives des piles et des fondations en béton sont évaluées par le biais d'un processus itératif. Les incertitudes sur le comportement et les propriétés dynamiques du sol ont conduit à effectuer un calcul en fourchette sur la souplesse des fondations et sur la liquéfaction éventuelle du sol. Les propriétés modales de l'ouvrage sont évaluées : fréquences modales, allure des modes et masses modales. Une analyse multimodale est effectuée afin d'évaluer la réponse de la structure à un spectre d'accélération défini par l'Eurocode 8-2 [1]. Les efforts obtenus sont comparés aux efforts résistants des différentes parties de l'ouvrage (piles, fondations, câbles, appareils d'appui, etc.), selon les prescriptions de l'Eurocode 2 Partie 2 [2] et de l'Eurocode 8-2 [1]. Pour chaque élément structural, un niveau de résistance sismique est évalué, en tant que pourcentage d'un séisme de référence pour une structure neuve. Les dépassements théoriques les plus significatifs sont observés pour les piles les plus courtes des viaducs d'accès, en particulier pour les efforts sismiques de cisaillement.

I. Introduction

Le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 (révisé janvier 2015) [3] délimite cinq zones de sismicité croissante sur l'ensemble du territoire français. Les périodes de retour définies par l'Eurocode 8-2 [1] (de 475 à 1250 ans) attestent néanmoins de la faible probabilité d'occurrence d'un séisme en France, y compris dans les régions les plus exposées (zones 4 et 5). L'évaluation et la réduction de la vulnérabilité au séisme des ouvrages existants les plus stratégiques, visant à assurer la meilleure protection possible et le maintien des conditions d'opération de ces infrastructures en cas de crise, en fonction des contraintes technico-économiques, apparaît cependant comme un enjeu prioritaire.

Le pont de Saint-Nazaire, construit en 1975 et d'une longueur totale de 3 356 m, permet à la RD213 de franchir l'estuaire de la Loire au niveau des communes de Saint-Nazaire et Saint-Brévin-les-Pins. La structure est constituée de deux viaducs d'accès en béton de type VIPP d'une longueur totale de 1 115 m au nord et de 1 521 m au sud, et d'un ouvrage principal métallique et haubané de 720 m de long, dont la travée centrale mesure 404 m.

L'ouvrage principal est constitué d'un caisson métallique haubané, de deux pylônes métalliques supportant les 72 haubans et de quatre appuis en béton fondés en Loire, dont deux piles principales N1 et S1, et deux piles-culées N2 et S2 (N pour nord et S pour sud). Il comporte trois travées de respectivement 158 m, 404 m et 158 m. Les haubans sont fixés aux pylônes métalliques qui sont articulés en pied et supportés par les piles centrales en béton. Les pylônes ont une forme en V inversé et atteignent une hauteur totale de 66,2 m. La tête des pylônes est située à 68 m au-dessus du tablier. Le caisson, de hauteur constante, est constitué de tôles d'acier soudées. Il est raidi par des augets (platelage orthotrope) et des cadres d'entretoisement disposés tous les quatre mètres. Il présente une largeur de 15 m et une hauteur intérieure de 3,2 m. Il est lié aux piles-culées par des articulations qui brident les déplacements verticaux et horizontaux et repose au niveau des piles sous pylônes sur des appareils d'appui en élastomère fretté.

Les viaducs d'accès sont composés de 52 travées identiques d'environ 50 m (22 au nord, piles N2 à N24 et 30 au sud, piles S2 à S32), attelées par groupe de quatre. Leur tablier, de type VIPP, de hauteur totale 3,30 m et de largeur 13,60 m, est constitué de quatre poutres précontraintes. Il repose au niveau de chaque pile courante sur huit appareils d'appui en élastomère fretté. Certaines piles, N6, N10, N14, N18 et N22 ainsi que S2 et S6, présentent en outre des blocages transversaux. La figure n°1 présente une vue d'ensemble de la structure principale haubanée et de ses travées d'accès.



Figure n°1 : Vue d'ensemble du pont de Saint-Nazaire (photo de Ludovic Péron, sous licence GFDL [18])

D'après le zonage sismique défini par le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant sur la délimitation des zones de sismicité du territoire français [3], le pont de Saint-Nazaire est situé en zone de sismicité 3, dite « modérée », alors que cette zone y était qualifiée auparavant de « sismicité négligeable » (zone 0 au sens de l'ancien zonage de 1991, dit « zonage PS92 »). D'autre part, l'ouvrage supporte trois voies de circulation soit un trafic moyen de 35 000 véhicules par jour, ainsi que des réseaux électriques et de communication. Il n'existe pas d'itinéraire alternatif proche (inférieur à 3 km) et l'ouvrage assure une desserte régionale. Compte tenu de ces éléments, la structure est jugée d'importance socio-économique majeure, conformément au guide Cerema [4] : l'évaluation des effets d'un séisme sur la structure est donc essentielle.

Cet article détaille dans un premier temps la modélisation de la structure haubanée principale et des travées d'accès sud. La modélisation du sol et la méthode d'évaluation des raideurs effectives des éléments de poutre constitutifs des piles et des fondations sont ensuite présentées. Les spectres sismiques horizontal et vertical prescrits par l'Eurocode 8-2 [1] pour un ouvrage neuf équivalent sont présentés. Le paragraphe suivant s'attache à présenter l'analyse modale et le nombre de modes retenus pour l'analyse spectrale multimodale. Enfin, les résultats de l'analyse sismique basée sur le modèle avec prise en compte des raideurs effectives sont présentés.

II. Modélisation de la structure haubanée et des viaducs d'accès

Cette partie fournit une description détaillée du modèle à barres élastique en trois dimensions utilisé afin d'évaluer les performances sismiques de la structure haubanée principale et des travées d'accès sud. Étant donné la similarité des travées d'accès nord et sud, seul le viaduc d'accès sud a fait l'objet d'une étude. Dans la mesure où l'appareil d'appui glissant en extrémité des viaducs d'accès assure une indépendance des structures, les travées d'accès et les travées principales ont été modélisées séparément avec le logiciel PCP [5], développé par le Cerema. Les calculs de section sont réalisés avec le logiciel CDS [6] du Cerema.

II.1 Modélisation de la structure haubanée

Le tablier métallique de la travée haubanée est modélisé par des éléments à barre et repose au niveau des pylônes sur des appuis élastiques bloqués transversalement. Les deux pylônes sont constitués de deux jambes se rejoignant en tête. Les jambes et la tête des pylônes sont reliées dans le modèle par une liaison rigide. Les pylônes reposent sur des bras de pile par le biais d'une articulation laissant libre la rotation autour de l'axe transversal. Les haubans sont modélisés par des barres reliées à la fibre neutre du tablier d'un côté et la tête de pylône de l'autre par des éléments rigides. La modélisation au niveau du pylône, des haubans et du tablier est présentée dans la figure n°2 (a). La figure n°2 (b) présente la modélisation d'une pile-culée, supportant à la fois le tablier métallique de la structure haubanée principale et l'extrémité des travées d'accès en béton. L'élément représentant la fibre moyenne du tablier métallique est relié par un élément rigide vertical à une articulation laissant libre uniquement la rotation d'axe transversal. L'articulation est elle-même liée par un élément rigide à l'axe de la pile. Du côté des travées d'accès, un élément rigide relie l'axe de la pile à une articulation modélisant l'appui glissant.

En ce qui concerne les fondations, les piles principales sont fondées chacune sur 18 pieux de 1800 mm de diamètre, divisés en éléments de barres de 1 m de long. Chaque tête de pieu est reliée à un nœud situé à l'axe du pylône par le biais d'éléments rigides. Un dernier élément rigide modélisant la semelle relie ce nœud à la base du pylône. Les piles-culées sont fondées quant à elles sur 6 pieux de 1800 mm de diamètre chacune. La base de chacun des deux fûts de pile d'une pile-culée est prolongée par une barre rigide jusqu'au centre de gravité de la semelle. Une barre rigide reliant ces deux éléments modélise la semelle. Trois barres rigides descendent ensuite depuis la semelle jusqu'au niveau altimétrique des

têtes de pieux dans le plan des fûts de pile. Enfin, chaque tête de pieu est reliée à la plus proche de ces trois barres rigides.

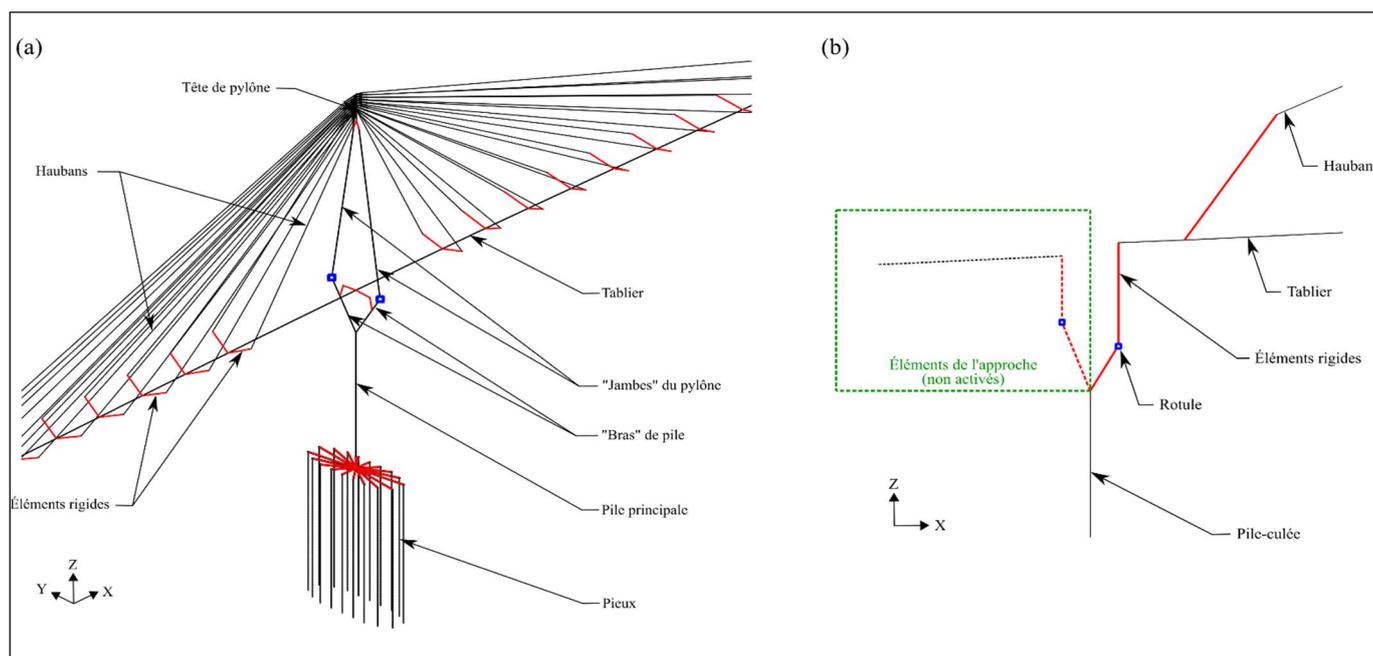


Figure n°2 : Éléments de modélisation de : (a) la structure haubanée principale et (b) de la pile-culée (en élévation). Les éléments de type poutre sont en noir, les éléments rigides en rouge et les articulations en bleu.

Les propriétés mécaniques des éléments principaux sont données dans le tableau n°1.

Section	Aire (m ²)	Inertie de torsion (m ⁴)	Inertie de flexion d'axe longitudinal (m ⁴)	Inertie de flexion d'axe transversal (m ⁴)
Travée nord	0,605	2,558	1,208	12,806
Travée centrale	0,623	2,656	1,266	12,939
Travée sud	0,629	2,662	1,282	12,991
Pile principale	28,975	373,5	1476,8	140,5
Pylône (jambe)	0,194	0,200	0,128	0,194
Pylône (tête)	0,387	0,498	0,387	0,377
Pile-culée (pied)	3,6	0,258	9,7	2,252
Pile-culée (tête)	12	19,10	16	9
Appareil d'appui	0,49	1	1	1

Tableau n°1 : Propriétés mécaniques des éléments modélisant la structure haubanée

Concernant les appareils d'appui, l'approche consiste à forcer un comportement en cisaillement en affectant des valeurs importantes aux inerties de flexion de la section. La section et les sections réduites d'effort tranchant sont prises égales à la section réelle des appareils d'appui afin d'être conforme à la norme NF EN 1337-3 relative aux appareils d'appui en élastomère fretté [7].

Les caractéristiques mécaniques des haubans renseignées au modèle varient en fonction de la famille de haubans considérée (familles A, B, C et D), de même que leur masse linéique. Par ailleurs, les quelques haubans ayant été remplacés depuis 1998 (H24 aval, H26 aval, H32 aval et H32 amont) présentent des masses linéiques et des modules d'Young différents des haubans d'origine.

Les propriétés des matériaux des différents éléments sont données dans le tableau n°2.

Éléments	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Masse volumique ρ (kg/m ³)	Coefficient de dilatation thermique α_T (K ⁻¹)
Éléments en acier (tablier principal, têtes et jambes des pylônes)	210 000	0,3	7 850	1,0.10 ⁻⁵
Éléments en béton C35 (piles principales et piles-culées)	35 700	0,2	2 500	1,0.10 ⁻⁵
Haubans	160 000	0,2	Variable	1,0.10 ⁻⁵
Éléments en élastomère (appareils d'appui)	2 000	999	-	-

Tableau n°2 : Propriétés des matériaux

Concernant le matériau élastomère, un coefficient de Poisson fictif ν est choisi de façon à obtenir un module de cisaillement dynamique G égal à 1 MPa, conformément à l'Eurocode 8-2 [1].

II.2 Modélisation du viaduc d'accès sud

Les travées d'accès sont constituées de VIPP strictement identiques de 50,7 m de long et 13,4 m de large. Ce sont des tabliers à 4 poutres reposant sur des piles toutes identiques, à la hauteur des futs et aux fondations près. Chaque travée est modélisée par trois éléments de type poutre. Étant donné que l'épaisseur des poutres varie entre les extrémités et la mi-travée, deux sections transversales sont définies. La section S1 est relative à la section transversale en extrémité de travée et la section S2 à la section transversale à mi-travée. Les propriétés mécaniques des sections S1 et S2 sont présentées dans le tableau n°3. PCP [5] affectant les propriétés mécaniques aux sections (c'est-à-dire aux nœuds des éléments de poutre), les propriétés mécaniques du premier élément sont interpolées linéairement entre S1 et S2, le deuxième élément a des propriétés mécaniques constantes et identiques à S2 et le troisième élément a ses propriétés mécaniques interpolées entre S2 et S1. Les travées d'accès sont attelées par groupe de quatre, avec un joint de chaussée toutes les 4 travées (hormis les deux premières travées qui sont liées par deux). Les attelages sont modélisés par des éléments de faible inertie. Les appareils d'appui de chaque pile sont modélisés par des barres caractérisant les propriétés mécaniques des cinq différents types d'appareils d'appui présents sur l'ouvrage. Par souci de concision, les caractéristiques mécaniques et les propriétés des matériaux ne sont pas détaillées dans cet article. Des éléments rigides relient la fibre moyenne des tabliers aux appareils d'appui et les appareils d'appui aux têtes de piles. Les propriétés

mécaniques des éléments modélisant les piles sont présentées dans le tableau n°3. Chaque pile de l'ouvrage d'accès sud est fondée sur quatre pieux de 1800 mm de diamètre (S3 à S7) ou de 1500 mm de diamètre (S8 à S29). Une vue isométrique de la modélisation d'un groupe de quatre travées attelées est présentée à la figure n°3.

Section	Aire (m ²)	Inertie de torsion (m ⁴)	Inertie de flexion d'axe longitudinal (m ⁴)	Inertie de flexion d'axe transversal (m ⁴)
S1	5,970	0,539	6,305	90,547
S2	7,102	0,753	6,831	107,906
Pile	3,6	0,258	2,252	9,7

Tableau n°3 : Propriétés mécaniques des éléments de l'ouvrage d'accès sud

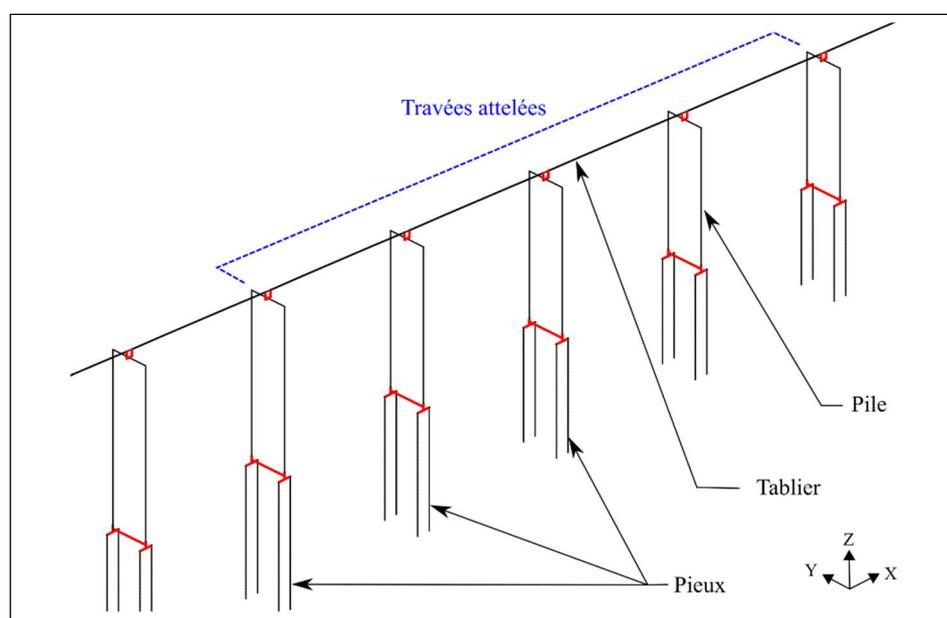


Figure n°3 : Vue isométrique de la modélisation d'un groupe de quatre travées attelées de l'ouvrage d'accès sud. Les éléments de poutre sont représentés en noir, les éléments rigides en rouge.

II.3 Modélisation du sol et calcul en fourchette

Les pieux sont constitués d'une gaine métallique en acier doux, dont l'épaisseur initiale est de 16 mm pour les pieux de diamètre 1800 mm et de 14 mm pour les pieux de 1500 mm de diamètre, remplie d'un béton de résistance caractéristique $f_{ck} = 25$ MPa. Aucune information sur l'épaisseur résiduelle des gaines n'est disponible. En outre, le risque de liquéfaction des sols doit être considéré afin de prendre en compte les effets induits par le séisme sur la structure. Une analyse simplifiée conduite avec l'outil Sisroute du Cerema [8] a montré que toutes les couches de sol jusqu'à 20 m de profondeur sont considérées comme liquéfiables. Par conséquent, un calcul en fourchette est effectué sur la base des deux approches suivantes :

- (i) une approche « fondations souples » considérant la moitié de l'épaisseur initiale des gaines des pieux en section résistante, une liquéfaction des sols jusqu'à 20 m de profondeur et un module de réaction statique des sols ;

- (ii) une approche « fondations rigides » considérant l'épaisseur initiale totale des gaines des pieux, qu'aucune couche de sol ne se liquéfie et un module de réaction dynamique des sols.

Pour chaque approche, les caractéristiques mécaniques des pieux sont homogénéisées avec l'épaisseur de gaine considérée. Les valeurs de ces caractéristiques (section S, inertie de torsion I_x , inerties de flexion I_y et I_z) sont présentées dans le tableau n°4. Les propriétés des matériaux des pieux sont toutes identiques : Module d'Young $E = 32\,100$ MPa, coefficient de Poisson $\nu = 0,2$, masse volumique $\rho = 2500$ kg/m³ et coefficient de dilatation thermique $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5}$ K⁻¹.

Diamètre de pieu (mm)	Approche fondations souples				Approche fondations rigides			
	S (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	S (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)
1500	1,91	0,497	0,287	0,287	2,12	0,497	0,345	0,345
1800	2,74	1,031	0,591	0,591	3,02	1,031	0,706	0,706

Tableau n°4 : Caractéristiques mécaniques homogénéisées des pieux en fonction de l'épaisseur résiduelle de gaine

Par simplification, les pieux des fondations des appuis N1, S1 à S8 et S22 à S31 sont considérés forés dans le sable sur toute leur hauteur et les pieux des appuis N22 à N2 et S9 à S21 forés dans la vase sur toute leur hauteur. Dans tous les cas, la base des pieux pénètre dans le substratum d'environ 50 cm et un encastrement est considéré à ce niveau dans la modélisation. Le sol est modélisé par des appuis élastiques de rigidité élastique K_f calculés selon la couche de sol et le diamètre de pieu avec la formule indiquée par l'équation (1) issue de la norme NF P94-262 [9] :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left(2,65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \quad (1)$$

où B est le diamètre du pieu, B₀ un diamètre de référence (0,6 m), α le coefficient rhéologique de sol et E_M le module pressiométrique Ménard. Le tableau n°5 présente les modules linéiques de sol K_f pour le sable et la vase, pour les deux diamètres de pieu.

Sol	Module K_f – pieux de 1500 mm (MPa)	Module K_f – pieux de 1800 mm (MPa)
Sable	21,76	31,47
Vase	6,41	6,84

Tableau n°5 : Modules linéiques de sol K_f (sable et vase) pour les deux diamètres de pieu

II.4 Raideurs effectives des éléments

Le guide du Cerema [4] recommande, pour le diagnostic des ponts existants, d'établir les caractéristiques dynamiques des éléments en béton armé sur la base des raideurs fissurées, compte tenu du fait que ce niveau de dommages a de grandes probabilités d'être atteint en cas de séisme important. Ainsi, la raideur fissurée des pieux et des piles a été évaluée en s'inspirant de la méthode 2 proposée dans l'annexe C de l'Eurocode 8-2 [1] selon la méthodologie suivante :

1. Un premier calcul sismique est effectué en considérant les inerties brutes des pieux (ou piles).
2. Les contraintes des sections des pieux (ou piles) non fissurées sont calculées.
3. Les sections dont la contrainte est inférieure à $-1,5 \cdot f_{ctm}$ (où f_{ctm} est la valeur moyenne de la

résistance en traction directe du béton) sont supposées fissurées. Une hauteur fissurée homogène pour les pieux (ou piles) d'un même appui est déterminée et fixée pour l'ensemble des calculs.

4. L'inertie fissurée dans la zone considérée est calculée à partir de l'équation (2).

$$E_c \cdot I_{cr} = \frac{1,2 M_{Ed}}{\Phi_{Ed}} \quad (2)$$

où I_{cr} est l'inertie fissurée, E_c le module d'Young du béton et où M_{Ed} et Φ_{Ed} correspondent au point atteint de la loi moment-courbure de la section de béton armé sous sollicitation sismique (le moment M_{Ed} considéré est le moment maximal dans la zone fissurée). L'inertie fissurée ainsi calculée est multipliée dans la formule par un coefficient 1,2 afin de ne pas sous-estimer la rigidité moyenne de l'élément dans l'ensemble de la zone fissurée (sections non fissurées entre fissures).

5. Les inerties fissurées calculées dans les directions longitudinale et transversale sont intégrées dans la modélisation. Un calcul sismique est relancé avec ces nouvelles caractéristiques et les inerties fissurées sont recalculées à partir des nouveaux efforts obtenus.
6. Des itérations (étapes 4 et 5) sont menées jusqu'à convergence des inerties fissurées (écart relatif avec l'itération précédente inférieur à 5%).

Une fois que la méthodologie précédente est appliquée dans son intégralité pour les pieux, elle est répétée pour les piles. Les résultats convergent rapidement et les inerties fissurées « définitives » sont obtenues après quelques itérations. Les tableaux n°6 et 7 synthétisent les résultats obtenus suivant la méthodologie présentée, respectivement pour la direction longitudinale et pour la direction transversale : les hauteurs fissurées sont exprimées en fourchettes de pourcentage de hauteur totale de l'élément (pieu ou pile), et les inerties fissurées en pourcentage d'inertie brute.

Éléments		Approche fondations souples		Approche fondations rigides	
		Hauteur (%)	Inertie (%)	Hauteur (%)	Inertie (%)
Pieux de la structure haubanée	Zone en tête	19 – 24	44 – 48	0	100
	Zone en pied	19 – 28	42 – 55	0	100
Piles principales de la structure haubanée	Zone en tête	0	100	0	100
	Zone en pied	0	100	0	100
Piles-culées de la structure haubanée	Zone en tête	0	100	0	100
	Zone en pied	0	100	50	24 – 46
Pieux des travées d'accès sud	Zone en tête	12 – 50	45	0	100
	Zone en pied	12 – 50	45	0	100
Piles des travées d'accès sud	Zone en tête	0 – 30	30 – 100	0 – 25	15 – 100
	Zone en pied	0 - 20	30 - 100	0 - 25	15 – 100

Tableau n°6 : Enveloppe des hauteurs fissurées et de raideurs effectives des pieux et des piles dans la direction longitudinale

Éléments		Approche fondations souples		Approche fondations rigides	
		Hauteur (%)	Inertie (%)	Hauteur (%)	Inertie (%)
Pieux de la structure haubanée	Zone en tête	19 – 24	44 – 52	0	100
	Zone en pied	19 – 28	40 – 58	0	100
Piles principales de la structure haubanée	Zone en tête	0	100	0	100
	Zone en pied	0	100	0	100
Piles-culées de la structure haubanée	Zone en tête	0	100	50	46 – 49
	Zone en pied	75	52 – 59	50	45 – 69
Pieux des travées d'accès sud	Zone en tête	12 – 50	45	0	100
	Zone en pied	12 – 50	45	0	100
Piles des travées d'accès sud	Zone en tête	0 – 30	30 – 100	0	100
	Zone en pied	0 – 20	30 – 100	0	100

Tableau n°7 : Enveloppe des hauteurs fissurées et de raideurs effectives des pieux et des piles dans la direction transversale

Les justifications sismiques sont ensuite menées avec les efforts obtenus du modèle « pieux et piles fissurés ».

II.5 Spectre de réponse en accélération

Selon la nouvelle carte de zonage sismique française, le pont de Saint-Nazaire est situé en zone de sismicité 3, dite « modérée ». La valeur d'accélération horizontale nominale de référence au rocher A_{Ek} (ou a_{gr}) à considérer est donc $1,1 \text{ m/s}^2$. Cette valeur correspond aux valeurs maximales d'accélération du sol définies au rocher, pour une période de retour de 475 ans, à prendre en compte pour un ouvrage neuf de catégorie d'importance II. Pour un ouvrage existant, cette valeur est à pondérer en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage γ_I , du coefficient de sol S , des effets de site topologique τ et de l'état limite considéré. L'ouvrage est classé en catégorie IV, d'importance socio-économique élevée : le coefficient d'importance γ_I est de 1,4. Compte-tenu de la présence de sols de faible qualité et de la hauteur importante des piles de l'ouvrage, l'hypothèse sécuritaire d'un sol de classe E est retenue. Le coefficient de sol S est donc égal à 1,8. Par ailleurs, le site ne présentant aucune particularité topographique (buttes isolées, crêtes allongées, rebords de plateaux, etc.), aucun effet de site topographique n'est considéré ($\tau = 1$).

Dans le cadre d'une analyse de risques, l'état limite de « dommages significatifs » est retenu. Cet état limite correspond à une structure endommagée de manière significative mais permettant une utilisation en mode dégradé dans le cadre de l'organisation des secours, et capable de supporter des répliques d'intensité modérée. En considérant cet état limite, aucun coefficient de réduction n'est appliqué à l'accélération de calcul, conformément à l'article 2 de l'arrêté du 26 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » [10]. Compte tenu des éléments cités ci-dessus, on obtient une valeur d'accélération de référence de calcul au rocher de :

$$a_{ref-DS} = \gamma_I \times A_{Ek} = 1,4 \times 1,1 = 1,54 \text{ m.s}^{-2} \quad (3)$$

L'action sismique est représentée par deux composantes orthogonales supposées indépendantes et représentées par le même spectre de réponse. Les branches des spectres de réponse élastique en accélération sont données par les formules suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_{ref-DS} \times \tau \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (2,5 \times \eta - 1) \right] \quad (4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_{ref-DS} \times \tau \times S \times \eta \times 2,5 \quad (5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_{ref-DS} \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (6)$$

$$T_D \leq T : S_e(T) = a_{ref-SD} \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (7)$$

où T est la période de vibration du système ; T_B est la limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ; T_C est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ; T_D est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant et η est le coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence $\eta = 1$ pour 5% d'amortissement visqueux. Les valeurs de T_B , T_C et T_D dépendent de la zone sismique et du type de sol. Dans cette étude, ces valeurs sont respectivement 0,08, 0,45 et 1,25. Les spectres de réponse élastique en accélérations horizontale et verticale sont présentés à la figure n°4.

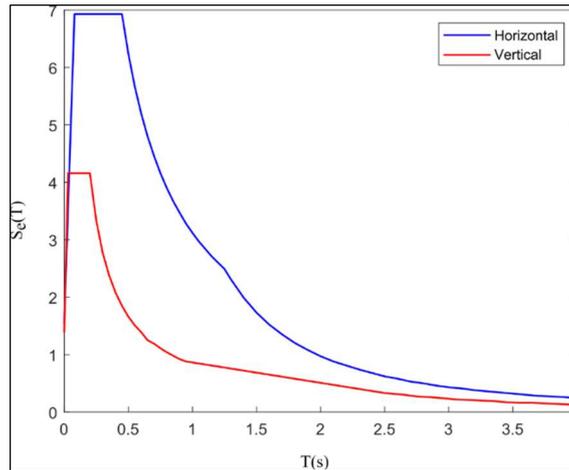


Figure n°4 : Spectres de réponse élastique en accélérations horizontal et vertical

III. Analyse modale

Pour chaque structure, l'ouvrage principal haubané et le viaduc d'accès sud, une analyse modale est réalisée selon les deux hypothèses du calcul en fourchette présentées au paragraphe II.3. Tel qu'attendu, les fréquences propres de l'approche « fondations rigides » sont supérieures à celles obtenues dans l'approche dite « fondations souples ». On observe également des fréquences propres supplémentaires, associées aux fondations, dans l'approche « fondations souples ». Le tableau n°8 présente, pour les dix premiers modes de la structure principale, le type de déformée modale, la fréquence propre et les masses modales cumulées dans les trois directions principales selon les deux hypothèses du calcul en fourchette. Dans le tableau n°8, BAL désigne un mode de balancement latéral, LONG un mode de déformation selon l'axe longitudinal de l'ouvrage, FLEX un mode de flexion verticale et PIEU un mode de flexion des pieux.

N°	Approche fondations souples					Approche fondations rigides				
	Type	f (Hz)	M _x (%)	M _y (%)	M _z (%)	Type	f (Hz)	M _x (%)	M _y (%)	M _z (%)
1	BAL 1	0.256	0.00	1.28	0.00	BAL 1	0.262	0.00	3.15	0.00
2	LONG	0.262	39.41	1.28	0.00	LONG	0.286	20.01	3.15	0.00
3	FLEX 1	0.329	39.41	1.28	2.51	FLEX 1	0.329	20.01	3.15	2.44
4	BAL 2	0.415	39.41	6.73	2.51	FLEX 2	0.505	20.09	3.15	2.44
5	BAL 3	0.452	39.41	22.57	2.51	BAL 2	0.639	20.09	3.31	2.44
6	FLEX 2	0.481	41.28	22.57	2.52	BAL 3	0.701	20.09	12.51	2.44
7	PIEU 1	0.482	41.28	49.29	2.52	FLEX 3	0.741	20.09	12.51	4.21
8	FLEX 3	0.496	53.64	49.29	2.52	FLEX 4	0.844	24.21	12.51	4.21
9	PIEU 2	0.501	53.64	75.91	2.52	BAL 4	0.851	24.21	12.52	4.21
10	FLEX 4	0.514	64.39	75.91	2.52	FLEX 5	0.902	24.47	12.52	4.71

Tableau n°8 : Fréquences propres et masses modales cumulées dans les trois directions principales pour les dix premiers modes de la structure principale haubanée

Les valeurs propres du modèle PCP peuvent être comparées à celles obtenues expérimentalement en 1999 et résumées dans [11]. Dix accéléromètres avaient été placés sur le tablier principal, trois sur le pylône sud et quatorze sur différents haubans afin d'identifier les caractéristiques modales de la structure haubanée sous l'effet des vibrations ambiantes et du vent. L'analyse des enregistrements obtenus permet d'identifier les trois premiers modes de flexion de la structure principale : 0,323 Hz, 0,476 Hz et 0,732 Hz. Ces valeurs sont en adéquation avec celles obtenues dans l'approche « fondations rigides » : 0,329 Hz, 0,505 Hz et 0,741 Hz, soit des écarts respectifs de 1,8%, 5,7% et 1,2%. Ces résultats corroborent le fait que l'approche « fondations rigides » est celle qui retranscrit le plus fidèlement le comportement réel de la structure en service. Les fréquences propres du modèle PCP sont également cohérentes avec celles obtenues lors de précédentes analyses dynamiques [12, 13]. Les déformées modales des trois premiers modes de flexion de la structure principale sont présentées dans la figure n°5.

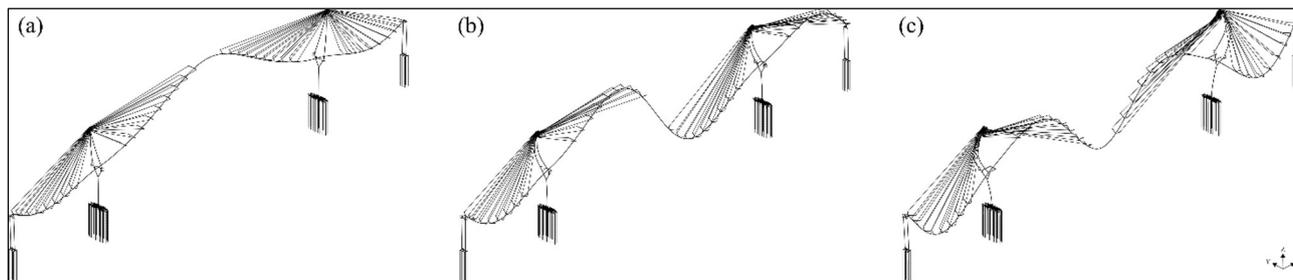


Figure n°5 : Déformées modales des trois premiers modes de flexion des travées haubanées, dont les fréquences propres sont respectivement 0,329 Hz, 0,505 Hz et 0,741 Hz

Un pourcentage de masses modales cumulées supérieur à 90% dans les trois directions principales est nécessaire pour conduire l'analyse sismique par superposition modale. Pour atteindre ce pourcentage, 350 modes sont considérés pour la structure principale selon les deux approches et 400 et 600 modes, respectivement dans les approches « fondations souples » et « fondations rigides », pour le viaduc d'accès sud.

IV. Résultats de l'analyse sismique

Les effets de l'action sismique sont évalués par une analyse multimodale, en utilisant les spectres horizontal et vertical de l'Eurocode 8-1 [14], présentés au paragraphe II.5. Étant donné le pourcentage important de masses modales cumulées considéré dans l'analyse (environ 90% dans la direction verticale, et 95% pour les deux directions horizontales), il n'est pas nécessaire de pondérer les efforts obtenus dans PCP pour tenir compte des modes résiduels. Dans chaque direction, les efforts obtenus sont le résultat d'une combinaison quadratique de la contribution de chaque mode. Conformément à l'Eurocode 8-1 [14], les effets de l'action sismique dans les trois directions principales (longitudinale, transversale et verticale) sont obtenus en considérant une direction prépondérante et deux directions concomitantes, conformément aux combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_L \pm 0.3E_T \pm 0.3E_V \quad (8)$$

$$E_2 = E_T \pm 0.3E_L \pm 0.3E_V \quad (9)$$

$$E_3 = E_V \pm 0.3E_L \pm 0.3E_T \quad (10)$$

L'effet total A_{Ed} des actions sismiques correspond à l'enveloppe des combinaisons présentées dans les équations (8), (9) et (10). La combinaison sismique présentée dans l'équation (11) est utilisée pour effectuer les vérifications réglementaires des parties structurales.

$$E_d = G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21}Q_{1k} \quad (11)$$

où « + » signifie « combiné à », G_k désigne les charges permanentes avec leur valeur caractéristique, P_k est la valeur caractéristique de la précontrainte, A_{Ed} est l'action sismique, Q_{1k} est la valeur nominale des charges de trafic et ψ_{21} est le coefficient de combinaison correspondant aux charges quasi-permanentes du trafic, supposé concomitant au séisme. La concomitance des charges de trafic et de l'action sismique ne doit être considérée que pour les structures sujettes à un trafic important. En l'occurrence, le coefficient ψ_{21} est nul pour le pont de Saint-Nazaire. Pour la structure principale et le viaduc d'accès sud, les éléments suivants sont vérifiés, selon les recommandations de l'Eurocode 8-2 [1] : les appareils d'appui, le tablier, les piles et les pieux. Des parties structurelles spécifiques à la structure principale telles que les articulations situées au niveau des piles-culées et les haubans sont également vérifiées.

Pour les appareils d'appui en élastomère, l'Eurocode 8-2 [1] recommande de limiter la distorsion maximale à 2 en présence d'efforts horizontaux. Dans l'approche « fondations souples », les appareils d'appui des piles S3 à S28 sont vérifiés, à l'exception de la pile S26. Des dépassements de 15% à 50% sont observés pour les piles S26 et S29 à S32. Dans l'approche « fondations rigides », des dépassements similaires sont observés pour les appareils d'appui des piles S19 à S32. La norme européenne NF EN 15129 [15] concernant les dispositifs parasismiques et leur utilisation sur les ponts permet une distorsion maximale des appareils d'appui égale à 2,5, supérieure aux recommandations de l'Eurocode 8-2 [1]. Selon cette règle, les appareils d'appui des piles S26, S29, S30 et S32 ne sont toujours pas vérifiés dans l'approche « fondations souples ». Dans l'approche « fondations rigides », les appareils d'appui de S19 à S21, S23 à S29 et S32 présentent des dépassements jusqu'à 23%. Un calcul proportionnel permet de déduire que les appareils d'appui des travées d'accès sud sont capables de résister à un niveau de séisme correspondant à 65% du niveau de référence pour un ouvrage neuf. Concernant les appareils d'appui de la structure principale, au niveau des pylônes, de très légers dépassements sont observés, et uniquement dans l'approche « fondations rigides ».

Une approche comparative est utilisée pour vérifier les tabliers : les efforts obtenus avec la combinaison sismique sont comparés aux efforts de la combinaison ELU fondamental. Compte tenu de la souplesse de la structure principale, les efforts de la combinaison sismique sont largement inférieurs à ceux de l'ELU fondamental. Pour les tabliers des travées d'accès, plus rigides, on observe une marge moins importante mais les efforts demeurent inférieurs à ceux de la combinaison ELU fondamental. Pour les deux structures, les efforts obtenus avec les deux approches sont similaires.

Les vérifications en flexion et en cisaillement des piles sont réalisées selon les recommandations de l'Eurocode 2-2 [2]. Contrairement au tablier, l'hypothèse considérée sur la rigidité du sol a une forte influence sur les efforts dans les piles. Alors que toutes les piles sont justifiées dans l'approche « fondations souples », presque aucune ne l'est en flexion dans la direction longitudinale (parallèle au trafic) avec l'approche « fondations rigides ». Les piles sont ainsi capables de résister à 100% du niveau sismique de référence dans l'approche « fondations souples » mais ce pourcentage est réduit à 50% dans l'approche « fondations rigides » selon l'axe longitudinal.

Concernant le cisaillement, pour les structures nécessitant des armatures d'effort tranchant, l'Eurocode 2-2 [2] préconise que la résistance au cisaillement V_{Rd} est la plus petite valeur de :

$$\begin{cases} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \end{cases} \quad (12)$$

où A_{sw} est l'aire des armatures d'effort tranchant, s est l'espacement des cadres, f_{ywd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant, z est le bras de levier des efforts internes, θ est

l'angle entre la bielle de compression et l'axe de la poutre perpendiculaire à l'effort de ($1 \leq \cot \theta \leq 2,5$), v_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant et α_{cw} est un coefficient tenant compte de l'état de contraintes dans la membrure comprimée. Selon l'équation (12), dans l'hypothèse « fondations souples », les piles S27 à S31 ne sont pas vérifiées dans la direction longitudinale, et les piles S16 et S18 à S31 ne sont pas vérifiées dans la direction transversale. De S28 à S31, l'effort de cisaillement dépasse de 50% à 120% la résistance de la section. Dans l'hypothèse « fondations rigides », seules les piles S10 à S14 sont justifiées au cisaillement dans la direction longitudinale, et uniquement S4 pour la direction transversale. Pour l'axe longitudinal, les dépassements sont inférieurs à 35% pour les piles les plus hautes (S3 à S18), mais atteignent 120% pour les piles les plus courtes (S19 à S31). Pour la direction transversale, les efforts de cisaillement augmentent lorsque la hauteur des piles diminue, avec des dépassements compris entre 5% et 10% pour les piles les plus longues (S3 à S5), et entre 170% et 200% pour les piles les plus courtes (S27 à S31).

Selon la norme actuelle, quand un élément nécessite des aciers d'effort tranchant, la résistance du béton est négligée. Les parties relatives aux vérifications des structures à l'effort tranchant sont actuellement à l'étude pour que cette participation du béton à la résistance au cisaillement soit prise en compte dans la future révision de l'Eurocode 2-2 [2]. Le guide Cerema [4] propose une méthode adaptée de [16], pour laquelle la résistance au cisaillement à l'état limite de dommages significatifs peut être évaluée à partir de l'équation suivante :

$$V_{RSDLS} = 0.75(V_c + V_s + V_p) \quad (13)$$

où V_c est la contribution du béton à la résistance au cisaillement, décroissante en fonction du niveau de ductilité en déplacement μ_d :

$$V_c = k \sqrt{\frac{f_c}{\gamma_c CF}} 0.8A_c - F_{conc} \quad (14)$$

avec $k = 0,3$ pour $\mu_d < 2$ puis décroissant linéairement jusqu'à $0,1$ pour $\mu_d = 4$ puis jusqu'à $0,05$ pour $\mu_d = 7$ (dans le cas d'un calcul élastique, sans prise en compte de réserve de ductilité sollicitée, le coefficient μ_d peut être considéré égal à 1) ; A_c est la section du noyau de béton confiné ; CF est le coefficient de confiance ($CF = 1$ dans cette étude) ; F_{conc} est l'effort tranchant induit dans la section sous l'effet de la composante du séisme dans la direction perpendiculaire à la direction étudiée (calculé forfaitairement à partir d'une méthode simplifiée sur la base d'une accélération correspondant à $0,3 \times 0,7 \times \gamma_{age} \times a_{ref-EL}$, avec $\gamma_{age} = 1$) ; V_s représente la contribution des aciers transversaux, calculée selon l'équation (12) avec un angle θ de 30° ; V_p représente la contribution de la bielle de compression entre le point d'application de l'effort normal en tête de pile et le centre de la zone comprimée en pied, tel qu'illustrée dans la figure n°6 et évaluée par :

$$V_p = N \cdot \tan\left(\frac{D-x}{2H}\right) \quad (15)$$

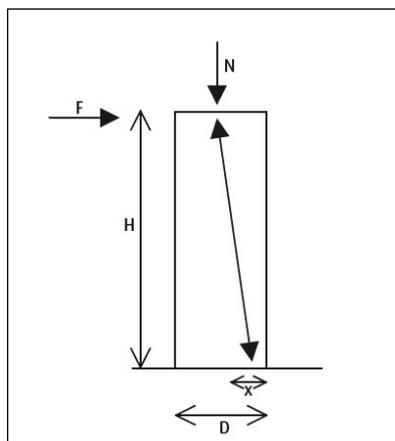


Figure n°6 : Contribution de la bielle de compression à la résistance au cisaillement

Selon cette approche, dans l'hypothèse « fondations souples », les piles peuvent résister à 100% du niveau sismique de référence pour une structure neuve, contre seulement 45% selon la méthode proposée par l'Eurocode 2-2 [2]. Dans l'hypothèse « fondations rigides », les piles peuvent résister à un niveau de 50%, alors que selon la méthode de l'Eurocode 2-2 [2], les piles les plus courtes ne résistaient pas aux sollicitations sismiques les plus faibles. Les piles-culées, grâce à leur connexion avec la structure principale, peuvent résister à 100% du niveau sismique de référence, contre 70% selon l'approche de l'Eurocode 2. En ce qui concerne les pieux, ils sont capables de résister à 100% du niveau sismique de référence, selon la norme française NF P94-262 [9].

Le guide Cerema [4] préconise la prise en compte des effets du second ordre sur les éléments élancés lorsque l'effet de second ordre « P- Δ » représente plus de 5% des moments de flexion du 1^{er} ordre. Par souci de concision, les résultats détaillés des effets du second ordre ne sont pas présentés dans cet article. Il est important de souligner qu'aucune des conclusions présentées dans ce travail n'est remise en cause par la prise en compte de ces effets. Concernant les éléments structuraux propres aux travées haubanées, c'est-à-dire les haubans et les articulations situées au niveau des piles-culées, les analyses montrent que ces éléments sont capables de résister aux sollicitations sismiques. Enfin, une évaluation des déplacements est réalisée pour évaluer le risque de chocs entre travées : (i) entre la structure principale et les travées d'accès au niveau des piles culées et (ii), entre les attelages des travées d'accès au niveau des joints de dilatation. Les analyses montrent en effet que ce risque ne peut pas être exclu. Une attention particulière devrait être portée au risque de chocs des travées d'accès contre les piles-culées, ce qui entraînerait des efforts horizontaux additionnels dans les barres de précontrainte maintenant les articulations, éléments dont le rôle crucial a été démontré dans une précédente étude [17]. Cependant, la détermination des efforts induits par ce choc dans ces éléments nécessite une analyse approfondie, qui n'est pas l'objet de l'étude présentée dans cet article.

V. Conclusions

Le pont de Saint-Nazaire est composé de deux viaducs d'accès en béton précontraint et d'une structure principale métallique et haubanée. Il s'agit du deuxième plus long ouvrage d'art français et il est classé d'importance socio-économique majeure. Les évolutions récentes du zonage sismique français ont placé la structure en zone d'activité modérée, rendant l'évaluation de son comportement sismique nécessaire. Cet article détaille la construction d'un modèle linéaire 3D à poutres pour évaluer le comportement sismique de la structure haubanée et des travées d'accès sud, grâce à une méthode spectrale multimodale. Une méthode itérative est proposée et appliquée pour évaluer les raideurs effectives des éléments en béton fissurés au niveau des pieux et des piles. En raison des incertitudes liées à l'épaisseur

résiduelle des gaines métalliques des pieux, des caractéristiques du sol et du risque de liquéfaction, un calcul en fourchette est réalisé selon deux approches. L'analyse modale a montré que les fréquences propres déterminées par le modèle étaient en accord avec les précédentes études et les campagnes expérimentales.

L'étude de la réponse au spectre réglementaire a montré que la structure est capable de résister à 65% du niveau sismique de référence pour une structure neuve, à l'exception de quelques piles dans l'approche « fondations rigides », qui ne résistent qu'à 50% du niveau de référence. Cependant, les réglementations sismiques françaises actuelles n'exigent pas des structures existantes un niveau de résistance équivalent à celui des structures neuves. Le Cerema préconise de procéder à un renforcement, si nécessaire, sur la base d'une analyse coût/bénéfice et recommande une valeur minimale de 2/3 de l'accélération maximale utilisée pour le dimensionnement des structures neuves. Cette étude a montré que cette limite de 65% est atteinte pour les appareils d'appui des piles les plus courtes des travées d'accès sud, et dépassée pour ces mêmes piles vis-à-vis du cisaillement dans la direction transversale. Une optimisation des conditions d'appui de la structure, comme le remplacement des élastomères des piles les plus rigides, l'ajout de butées transversales supplémentaires ou l'utilisation d'amortisseurs, pourrait permettre une meilleure répartition des efforts dans la structure. Il faut noter que les barres de précontrainte maintenant les articulations des piles-culées ont une importance structurale cruciale : une attention particulière doit leur être portée. L'instrumentation de ces éléments sur une période étendue permettrait de vérifier leur bon fonctionnement en service. Par ailleurs, la sécurisation de ces éléments réduirait la vulnérabilité globale de la structure, notamment face au risque sismique.

VI. Remerciements

Les auteurs souhaitent remercier le département de Loire-Atlantique pour la confiance accordée sur ce projet et pour les échanges fructueux.

VII. Références bibliographiques

- [1] Norme NF EN 1998-2 – Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 2 : Ponts, 2006
- [2] Norme NF EN 1992-2 – Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives, 2006
- [3] Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant sur la délimitation des zones de sismicité du territoire français, 2010
- [4] Guide méthodologique : Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants – Cerema – 2017
- [5] Logiciel PCP V7.20, <http://www.setra.fr/html/logicielsOA/LogicielsOA/PCP/pcp.html>, Cerema, 2020
- [6] Logiciel CDS V6.10, <http://www.setra.fr/html/logicielsOA/LogicielsOA/CDS/cds.html>, Cerema, 2020
- [7] Norme NF EN 1337-3 – Appareils d'appui structuraux – Partie 3 : appareils d'appui en élastomère, 2005
- [8] Sisroute, Cerema, 2019
- [9] Norme NF P94-262 : Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes, 2012

- [10] Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de conception parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal », 2011
- [11] Virlogeux M. : Pont de Saint-Nazaire – Rapport de synthèse sur les enregistrements des vibrations de haubans effectués par Simecsol, 2000
- [12] Rapport d'étude : Pont de Saint-Nazaire – Étude au vent turbulent (Note 1.0), Sétra, 1989
- [13] Rapport d'étude : Pont de Saint-Nazaire/Saint-Brévin sur la Loire – Analyse de l'état de l'ouvrage – Détermination des modes propres de vibrations, Sétra, 2001
- [14] Norme NF EN 1998-1 : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, 2006
- [15] Norme NF EN 15129 : Dispositifs antisismiques, 2018
- [16] Priestley M.J.N., Seible F. and Calvi G.M., Seismic design and retrofit of bridges, Wiley, 1^{ère} édition, 1996
- [17] Rapport d'étude : Pont de Saint-Nazaire – Sujet 6 : Articulations sur piles-culées, Cerema, 2019
- [18] GNU Free Documentation License, <https://www.gnu.org/licenses/fdl-1.3.html>



Effet des courants induits sur la corrosion des armatures du béton

Christian Bataillon¹, Corinne Segarra², Véronique Dewynter², Matthieu Cabau³, Pascale Prieur³, Christian Mouychard³, Jean-Marc Tarrieu⁴

¹ DEN - Service de Corrosion et du Comportement des Matériaux dans leur Environnement (SCCME), CEA, Université de Paris-Saclay, F-91191, France, christian.bataillon@cea.fr

² DEN - Service d'Etude du Comportement des Radionucléides (SECR), CEA, Université de Paris-Saclay, F-91191, France, corinne.segarra@cea.fr, veronique.dewynter@cea.fr,

³ RTE - Centre National d'Expertise Réseau et Direction R&D, Immeuble WINDOW, 7C Place du Dôme, 92073 Paris La Défense Cedex, matthieu.cabau@rte-france.com, pascale.prieur@rte-france.com, christian.mouychard@rte-france.com

⁴ CEREMA DTecITM/CTOA/DGOI, 110 rue de Paris - BP 214 - 77487 Provins Cedex, jean-marc.tarrieu@cerema.fr (J.M. Tarrieu est désormais en poste à la DIR Massif central)

Résumé

Les ouvrages d'art en béton armé sont susceptibles d'accueillir des câbles électriques du réseau de transport d'électricité RTE sur l'ensemble du territoire. La proximité de ces liaisons électriques avec les armatures métalliques de l'ouvrage d'art peut donner naissance à un courant alternatif induit dans les armatures du béton armé. Quels sont les effets éventuels de ces courants induits sur la corrosion des armatures ? En particulier, favorisent-ils la corrosion naturelle des armatures, tant lors de l'initiation du mécanisme que de sa propagation ?

Cette problématique fait l'objet de nombreuses réflexions et recherches depuis des années. En 2008, le Ministère de l'Écologie, le LCPC (devenu en 2011 l'IFSTTAR, puis l'UGE en 2020) et RTE reprennent et poursuivent ensemble des actions engagées dans les années 1990, dans le cadre d'une étude R&D afin d'éclairer ces interrogations. Des spécimens d'étude sont ainsi définis et fabriqués (des « dalles » en béton armé) en vue d'être soumis à des essais de polarisation reproduisant le phénomène de courants induits.

Cet article présente les résultats de l'étude, terminée en 2019, en se focalisant sur l'étape de propagation de la corrosion qui a consisté à polariser des dalles vieillies naturellement en milieu extérieur. Cette opération de polarisation électrique et toute l'analyse associée ont été réalisées en collaboration avec le CEA. Les conclusions permettent raisonnablement d'assurer qu'en condition d'exploitation nominale des liaisons souterraines de RTE, aucun impact significatif de l'induction sur la corrosion des armatures métalliques n'a pu être mis en évidence dans cette étude.

Préambule du Cerema

L'article qui suit s'inscrit dans le cadre de travaux menés pour favoriser le regroupement d'infrastructures électriques et routières. Ecrit par des experts en électrotechnique et des chercheurs spécialisés dans le domaine de la corrosion, il conclut à l'absence d'impact des courants induits par une ligne à très haute tension sur la corrosion des armatures de béton armé d'un ouvrage d'art la supportant. L'attention des lecteurs est attirée sur le fait que, malgré les conclusions de cet article, faire passer une ligne électrique HT ou THT dans ou sous un tablier de pont reste une décision très importante. Celle-ci ne doit être prise qu'après une étude montrant que les conditions de sécurité des personnes amenées à circuler dans l'ouvrage seront assurées (maître d'ouvrage, inspecteurs, gestionnaires de réseau, visiteurs). L'étude devra également démontrer que, pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, la ligne HT ou THT ne fera pas obstacle aux actions d'inspection, de réparation (par exemple rupture d'un câble de précontrainte extérieure) ou de renforcement du tablier, lorsque ces dernières s'avéreront nécessaires et ce, sans surcoût excessif.

I. Contexte

La présence de câbles électriques dans les infrastructures routières présente diverses difficultés pour la gestion et l'exploitation des voies publiques comme pour le gestionnaire du réseau de transport d'électricité RTE. La présence de liaisons souterraines Haute Tension (ou HT, c'est-à-dire ≥ 63 kV) de RTE dans les infrastructures routières, ponts, ouvrages de soutènement, tunnels, peut s'avérer contraignante pour le gestionnaire routier comme pour le concessionnaire, en raison de leur encombrement et de la maintenance associée. Par ailleurs, la pérennité des infrastructures routières, et des matériaux constitutifs, doit être assurée.

Pour réduire les effets des liaisons électriques du réseau de transport sur l'environnement, en particulier pour en améliorer l'insertion dans le paysage et éviter la consommation de l'espace, l'État et EDF ont engagé en 1992 une démarche visant à identifier des dispositions qui pourraient satisfaire ces objectifs.

La corrosion est un enjeu essentiel de la longévité des ouvrages d'art en béton armé ou précontraint puisque ce matériau est constitutif de la majorité du parc des ponts en service.

Les ouvrages d'art en béton susceptibles d'accueillir des liaisons électriques de RTE sont répartis sur l'ensemble du territoire français, sans discrimination liée à leur environnement, leur âge, ou leur mode d'exploitation (salage des routes, en particulier). La proximité des liaisons souterraines Haute Tension engendre un courant induit dans les armatures du béton armé, courant dont les effets éventuels sur la corrosion de ces armatures sont l'objet de nombreuses réflexions et recherches. Les phénomènes de corrosion doivent donc être envisagés dans leur ensemble, tant pour les ouvrages neufs que pour les ponts existants.

En 2008, le Ministère de l'Écologie, le LCPC (devenu l'IFSTTAR en 2011 puis l'UGE en 2020) et RTE reprennent et poursuivent les actions engagées dans les années 1990. À ce titre, l'influence des courants induits par les liaisons électriques Haute Tension sur la corrosion naturelle des armatures métalliques des ouvrages d'art a fait l'objet d'investigations. Le LCPC [1] a engagé la première partie de l'étude en définissant les spécimens d'essai, en l'occurrence des dalles en béton armé, et en participant à la définition des niveaux de densités de courant induit à tester, puis en menant une étude expérimentale sur des dalles neuves accompagnée d'une étude bibliographique mondiale réalisée par le CEBTP [2]. Ces travaux du LCPC ont conclu en 2008 que le courant induit n'a pas d'effet observable sur la corrosion naturelle des armatures métalliques du béton armé des dalles neuves.

Cet article a pour objet de présenter la seconde partie de l'étude, réalisée en collaboration avec le CEA, sur les spécimens d'essai définis par l'IFSTTAR après qu'ils ont subi un vieillissement naturel d'environ dix ans. L'article expose l'organisation générale de l'étude (voir IV), présente les spécimens d'essai (voir V) et les résultats factuels de l'état de corrosion des armatures des dalles naturellement vieilles (voir VIII), soumises ou non à des courants induits.

II. Les liaisons du Réseau de Transport d'Electricité

Les liaisons souterraines du Réseau de Transport d'Electricité (RTE) susceptibles d'être installées dans un pont présentent un niveau de tension allant de 63 kV à 400 kV. Elles sont constituées de câbles isolés et protégés mécaniquement par une gaine extérieure en polyéthylène. Cette dernière garantit une isolation électrique permanente et protège contre le risque d'électrisation des personnes. Elles sont posées en trèfle ou en nappe (voir figure n°1), sont protégées par un coffrage ou des fourreaux (voir figure n°2), et peuvent aussi bien être installées à l'intérieur du tablier qu'à l'extérieur, selon les contraintes locales. Les intensités moyennes circulant dans ces liaisons souterraines sont de l'ordre de quelques centaines d'ampères mais ces intensités peuvent ponctuellement dépasser 1000 A, de façon exceptionnelle et sur de très courtes durées, en cas de contrainte sur le réseau électrique.



Figure n°1 : Illustrations des dispositions de liaisons souterraines.
A gauche, trois câbles disposés en trèfle et, à droite, trois câbles disposés en nappe.

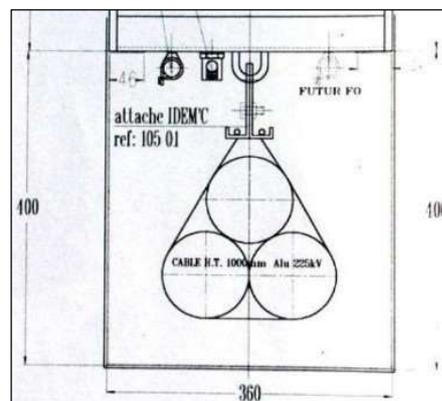


Figure n°2 : Exemple typique de suspension d'une liaison souterraine 225 kV posée en trèfle dans le tablier d'un pont

III. Estimations préalables du courant induit et de la densité de courant

Les câbles souterrains sont isolés par un isolant en plastique, épais de quelques centimètres, lui-même recouvert par un écran en aluminium mis à la terre. Cette configuration confère à toutes les lignes souterraines de RTE la propriété de n'émettre aucun champ électrique, celui-ci étant confiné à l'intérieur de l'écran en aluminium.

Les courants transitant dans les liaisons souterraines du réseau de transport sont à l'origine d'un champ magnétique de basse fréquence (50 Hz), qui, lui, n'est pas arrêté par l'écran en aluminium. La valeur de

ce champ dépend de la distance de la structure métallique à la source du champ magnétique, c'est-à-dire la liaison électrique. Cette valeur décroît rapidement, avec le carré de la distance.

Des structures métalliques linéaires, comme par exemple les armatures en acier du béton armé des ponts ou les câbles de précontrainte, à proximité d'ouvrages électriques, sont en conséquence soumises à un champ magnétique alternatif 50 Hz. Les lois de l'électrotechnique décrivent alors l'effet de cette interaction : une tension alternative 50 Hz est induite sur la structure métallique, entraînant la circulation d'un courant alternatif 50 Hz. Au final, la valeur de ce courant induit dépend linéairement du courant circulant dans la liaison souterraine, mais pas de la tension de celle-ci. Des explications électrotechniques plus détaillées sur ces phénomènes sont fournies en XII.1.

Il faut noter que seul un courant alternatif peut engendrer un courant induit, qui sera de même fréquence. Un courant continu crée certes un champ magnétique statique (0 Hz), mais ne provoque pas de phénomène d'induction. En particulier, les liaisons souterraines à courant continu (« HVDC ») du réseau de transport ne génèrent pas de courants induits.

Le courant induit circule majoritairement en boucles à l'intérieur de la structure métallique (voir XII.2). Les seuls effets de ces courants de boucle sont un léger échauffement par effet Joule de l'acier, négligeable dès que la distance aux câbles de puissance dépasse une dizaine de centimètres (voir XII.2). Mais il est possible qu'aux discontinuités du maillage, une partie de ce courant induit sorte d'une armature et traverse le béton pour rejoindre une autre armature (voir figure n°3 et XII.2). Il convient alors de raisonner en densité surfacique de courant, la surface en jeu étant celle de l'armature en contact avec le béton. C'est précisément cette dernière situation qui est étudiée dans cet article.

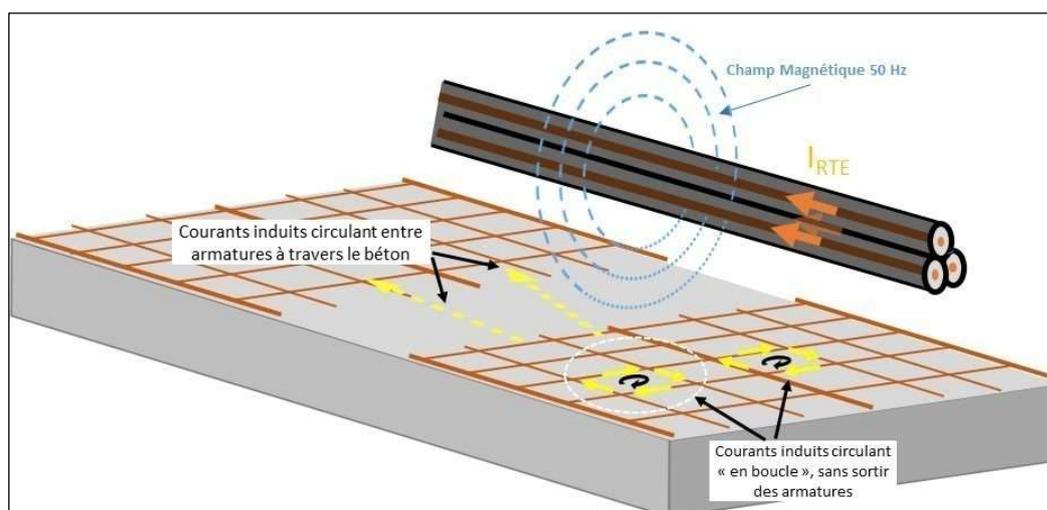


Figure n°3 : Principe des courants induits dans les armatures métalliques d'un ouvrage en béton à proximité d'une liaison électrique souterraine

L'amplitude de cette densité de courant est proportionnelle à l'intensité du courant circulant dans les liaisons souterraines à proximité et décroît avec l'éloignement des structures métalliques.

Afin de déterminer une plage représentative des densités de courant induit par la proximité des liaisons souterraines, des mesures ont été réalisées en 2008 sur le pont Saint-Jean à Bordeaux. Ce pont accueille la liaison souterraine 63 kV Etables-Floirac, posée en trèfle dans un coffrage en bois (voir figure n°4).

Les treillis du béton armé n'étant pas accessibles, les mesures ont été réalisées au niveau des câbles de précontrainte fixés dans le béton aux extrémités du pont, les phénomènes recherchés y étant similaires et correspondant aux conditions les plus sévères en termes de valeurs de densité de courant (voir XII.3).

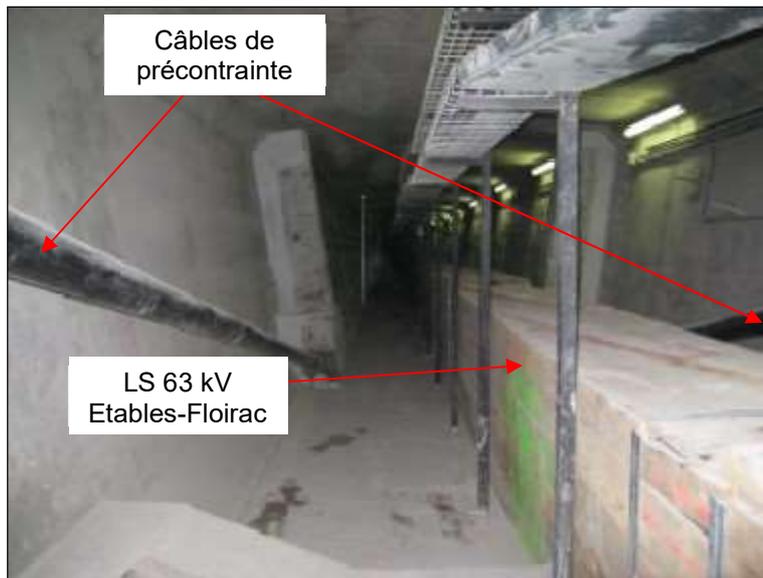


Figure n°4 : Tablier du pont Saint-Jean à Bordeaux, avec câbles de précontrainte à proximité de la liaison souterraine 63 kV de RTE

Les mesures conduisent à une densité de courant $J=0,55 \text{ A/m}^2$ (voir XII.4), dans la zone d'ancrage des câbles de précontrainte dans le béton, pour une intensité circulant dans la liaison souterraine de 186 A.

La configuration de pose de cette liaison souterraine est représentative des configurations standards des liaisons souterraines installées dans les ponts et l'ordre de grandeur des valeurs mesurées est tout à fait généralisable.

Un majorant de la valeur de la densité de courant peut être estimé à 3 A/m^2 , par proportionnalité, en supposant un transit de 1000 A dans la liaison souterraine. On rappelle que cette valeur de transit n'est atteinte qu'exceptionnellement, pour répondre à des contraintes d'exploitation du réseau électrique.

Au vu de ces mesures in-situ, le groupe de travail constitué en 2008 par le Sétra (devenu le Cerema en 2014), le LCPC et RTE, décide de retenir pour la présente étude des variations de densité de courant comprises entre $0,1 \text{ A/m}^2$ et 10 A/m^2 . La valeur retenue de 10 A/m^2 est volontairement très supérieure à la valeur maximale observable dans la réalité, quelles que soient les liaisons électriques souterraines considérées, afin d'obtenir des résultats conservatifs lors des essais.

IV. Objet et démarche de l'étude

La cohabitation des réseaux électriques et routiers justifie d'investiguer l'influence des courants induits par les liaisons électriques du réseau de transport sur la durée de vie des ouvrages d'art en béton armé.

Cette étude, initiée par le Ministère de l'Ecologie en 2008, est articulée en deux étapes.

La première consiste à vérifier que la proximité des liaisons électriques souterraines est sans effet sur la corrosion des armatures des ouvrages d'art neufs.

La seconde étape investigate les effets des courants induits par les liaisons électriques sur des ouvrages d'art naturellement vieilliss, pour lesquels la corrosion des armatures du béton est déjà engagée sous l'effet du milieu extérieur.

Les objectifs de l'étude ainsi que la démarche ont été définis au sein d'un groupe de travail réunissant RTE, le LCPC et le Sétra. Dans ce cadre, des spécimens d'essai en béton armé, appelés dalles, ont été définis, ainsi que les valeurs des densités de courant pour les essais de polarisation : $0,1 \text{ A/m}^2$, 1 A/m^2 et 10 A/m^2 (voir III).

La première étape a été franchie avec succès en 2008. Sur les bases des conclusions de l'étude menée par le LCPC et RTE ([1] et [2]), le groupe de travail s'accorde sur l'innocuité du courant induit par les ouvrages électriques sur la corrosion des armatures métalliques des bétons armés neufs.

Les spécimens d'essai sont alors vieillissés naturellement, entreposés en conditions extérieures naturelles durant six années puis stockés en intérieur environ quatre années supplémentaires jusqu'à la mise sous polarisation.

L'étape 2 est lancée en 2015 par RTE, en collaboration avec le CEA. La suite de l'article lui est consacrée.

La conception d'un dispositif expérimental permettant de soumettre les spécimens d'essai naturellement vieillissés à des densités de courant est un préalable aux essais d'injection de courants électriques menés de décembre 2016 à février 2019.

A l'issue du vieillissement naturel, l'état des spécimens avant les essais d'injection n'est pas facilement caractérisable, la corrosion naturelle présentant en effet de fortes dispersions suivant les dalles et les armatures. Une approche comparative a donc été mise en œuvre, qui s'appuie sur la caractérisation de dalles dites « témoins ».

La procédure d'essais retenue doit permettre d'observer les effets éventuels des courants induits. Pour ce faire, les effets de la corrosion naturelle doivent être minimisés et c'est l'objet de la resaturation des dalles préalable aux essais (voir VI).

V. Les spécimens d'essai

Les éprouvettes fabriquées par le LCPC, qui représentent un élément de pont en béton armé, ont pour dimensions 30 x 30 x 5 cm. Elles possèdent deux armatures incorporées munies, à leurs extrémités, de câbles électriques isolés pour les connexions (voir figures n°5 et 6).

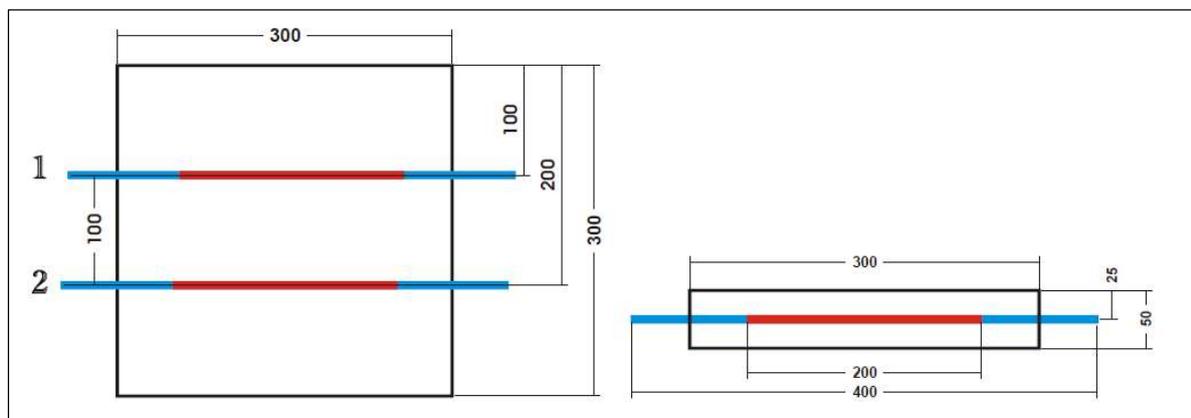


Figure n°5 : Dimensions des dalles d'essai

En rouge : partie de l'armature en acier laissée nue ; en bleu, partie de l'armature isolée par cataphorèse

Les armatures d'acier sont constituées de ronds lisses de diamètre nominal 8 mm qui seront usinés en diamètre 6 mm (surface polie) et de longueur 40 cm.

Le béton est formulé selon la norme NF EN 1766 et a pour caractéristiques principales :

- Dosage en ciment (CEM I) : 275 kg/m³,
- Rapport E/C = 0,7 (béton volontairement poreux),
- Deux formulations sont mises au point pour que les essais soient représentatifs de la majorité des situations : un béton « sain » et un béton « chloruré ». Pour ce dernier, une quantité de 5 g par litre de NaCl a été ajoutée dans l'eau de gâchage.

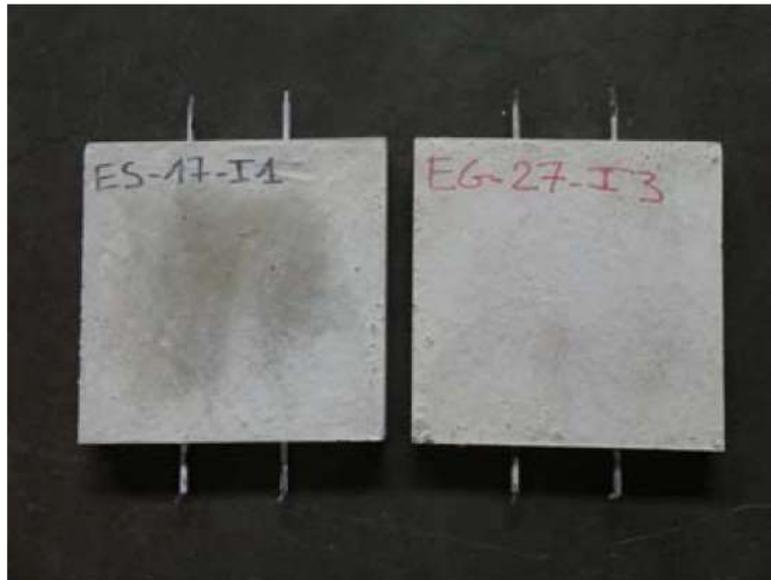


Figure n°6 : Les dallettes constituant les corps d'épreuve

VI. Resaturation des dallettes

Comme écrit dans ce qui précède, il a été décidé de conduire une étude comparative. Ainsi, pour réaliser des comparaisons pertinentes et fiables, il convient de pouvoir assurer des conditions parfaitement reproductibles pour l'ensemble des dallettes. Cette exigence est satisfaite en décidant de saturer en eau toutes les dallettes. De plus, cette saturation facilite la circulation des ions et donc la circulation de courants induits entre les armatures à travers le béton. Dans ces conditions, les phénomènes que l'on cherche à observer sont favorisés.

Afin de s'assurer que les effets observés sont bien imputables aux courants induits, il convient de minimiser la vitesse de corrosion naturelle des armatures en acier. Cette condition a été obtenue en resaturant la porosité des dallettes avec une eau de même composition que l'eau de gâchage des bétons, sains et chlorurés, respectivement eau de réseau ou eau de réseau additionnée de chlorure de sodium. Cette procédure permet d'établir un équilibre au sein de la dallette et donc contribue à minimiser la vitesse de corrosion naturelle des armatures. Pour augmenter la surface d'échange entre les dallettes et la solution tout en minimisant l'encombrement du montage, les dallettes ont été immergées en position verticale.

Comme l'illustre la figure n°7, le suivi de la resaturation a été effectué en mesurant l'impédance du béton situé entre les armatures de chaque dallette. Cette impédance dépend de la résistance ionique de la solution porale et de la porosité. Pour chaque dallette, la resaturation se traduit par une diminution d'impédance. L'évolution des valeurs montre que la saturation totale a été obtenue après six jours d'immersion car les valeurs deviennent stationnaires. De plus, la diminution de la dispersion montre que la dispersion initiale était principalement due à une dispersion de l'état de saturation, et qu'en conséquence les disparités de géométrie de la porosité entre dallettes sont faibles.

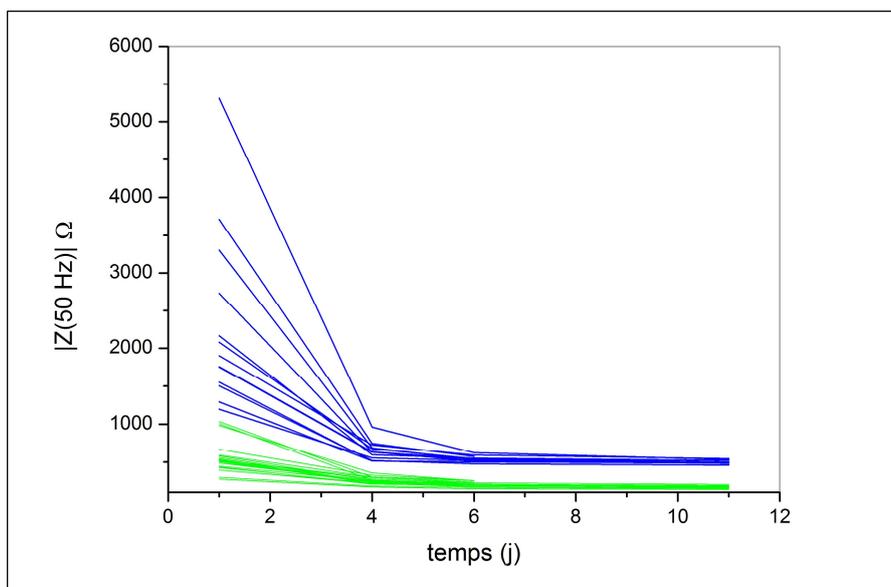


Figure n°7 : Evolution en fonction du temps d'immersion de l'impédance ionique du béton situé entre les armatures d'acier d'une dalle. Fréquence de mesure 50 Hz, en bleu le béton sain, en vert le béton chloruré.

On pourrait imaginer que la resaturation en eau puisse limiter toute réaction de corrosion, en comparaison avec un milieu non saturé (présence d'eau + gaz). Cela n'est pas le cas : il faut rappeler que la réduction de l'oxygène en eau ($O_2 + 2.H_2O + 4.H^+ + 4.e^- \rightarrow 4OH^- + 4H^+ = 4H_2O$) n'est pas la seule réaction cathodique possible. L'eau est l'oxydant principal sur notre planète ; elle contient 55 mol/L de H_2O contre $0,28 \times 10^{-3}$ mol/L au mieux d'oxygène dissous à 20°C et à pression atmosphérique. En résumé, affirmer que la saturation de la porosité du béton va créer un obstacle à la corrosion par les courants induits en limitant la réaction cathodique ne serait pas justifié. En effet, pendant l'alternance cathodique, tout l'oxygène dissous sera réduit mais aussi l'eau en hydrogène ($2H_2O + 2e^- = H_2 + 2OH^-$). Puis, durant l'alternance anodique, les cations ferreux ou ferriques générés par l'oxydation de l'acier pourront se solubiliser en grande quantité ce qui ne serait pas le cas dans un béton désaturé où les limites de solubilité seraient atteintes rapidement dans la couche mince d'eau.

VII. Méthodologie de mise sous polarisation

Les dalles ont été immergées en position verticale dans des bacs en polypropylène. Chaque bac contenait une solution correspondant à l'eau de gâchage des bétons, sain ou chloruré (eau de réseau ou eau de réseau additionnée de chlorure de sodium).

La figure n°8 présente le schéma de câblage électrique : les dalles sont associées de manière à minimiser l'impédance totale de chacune des trois voies de polarisation. Pour chacune de ces dernières, une tension alternative de 50 Hz est appliquée, en mode potentiométrique, pour obtenir la densité de courant attendue (voir IV) : 10, 1 et 0,1 A/m².

Des dalles dites témoins, cinq en béton sain et cinq en béton chloruré, ont été immergées sans polarisation (0 mA). Ces dalles sont utilisées pour comparaison avec les dalles polarisées, pour s'assurer que les dégradations observées sont bien imputables aux essais de polarisation.

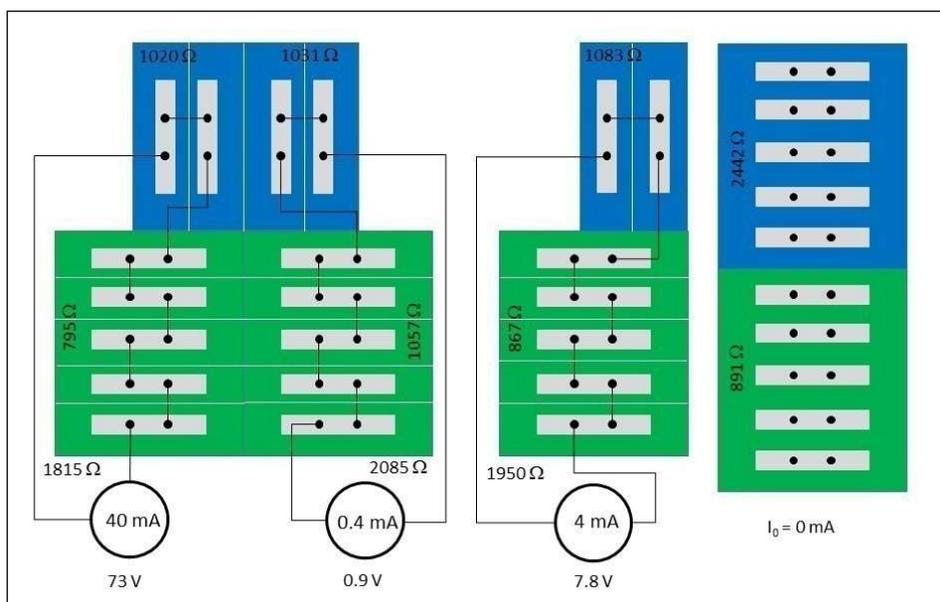


Figure n°8 : Schéma de câblage des dalles. En bleu : béton sain, en vert : béton chloruré

L'adaptation de la tension est assurée par des autotransformateurs variables (240 V - 480 VA). Pour chaque voie de polarisation, une résistance sous forme de boîtier AOIP est montée en série afin de vérifier la valeur du courant alternatif (40, 4 et 0,4 mA) par mesure de la tension aux bornes de la résistance. Cette tension ainsi que la tension totale ont été enregistrées par une centrale d'acquisition pilotée par un ordinateur (voir figure n°9). Ce montage simple ne permet pas d'imposer un courant mais une tension. En conséquence, la tension a été adaptée manuellement pour assurer le passage d'un courant égal à la valeur cible à $\pm 10\%$.



Figure n°9 : Montage expérimental
A gauche, vue d'ensemble. A droite, centrale d'acquisition et écran de contrôle des tensions et courants

Avec cette méthodologie de mise sous polarisation, pendant l'alternance positive, le processus électrochimique majoritaire est l'oxydation de l'eau en oxygène et le processus minoritaire est l'oxydation de l'acier tandis que pendant l'alternance négative, le processus majoritaire est la réduction de l'eau en hydrogène et le processus minoritaire est la réduction de l'oxygène dissous dans l'eau.

C'est la raison pour laquelle l'analyse du processus d'oxydation de l'acier n'a pas été basée sur une analyse électrocinétique (VIII-3). En revanche, il est probable que l'accumulation d'événements d'oxydation de l'acier, même faibles, puisse être décelable en termes d'endommagement cumulé. En

d'autres termes, l'objectif de la méthode de polarisation est uniquement de cumuler un nombre suffisant d'évènements d'oxydation du fer (plusieurs milliards en 18 mois) tout en maîtrisant l'électrolyte de l'eau pour qu'elle ne provoque pas de désaturation du béton. Ceci est obtenu en maintenant un niveau de saturation suffisant du béton pour qu'une oxydation de l'acier soit possible.

VIII. Etat de corrosion des armatures

VIII.1 Prélèvement d'échantillons des dallettes

A chaque échéance de prélèvement, une tranche de béton est prélevée sur des dallettes (voir figure n°10) :

- 2 mois : prélèvements sur deux dallettes de chaque type de béton, sain et chloruré, soumises aux densités de courant $0,1 \text{ A/m}^2$, 1 A/m^2 , 10 A/m^2 et non polarisées (0 mA),
- 8 mois : prélèvements sur trois dallettes de béton chloruré soumises aux densités de courant : $0,1 \text{ A/m}^2$, 1 A/m^2 , 10 A/m^2 ,
- 18 mois : prélèvements sur deux dallettes de chaque type de béton, sain et chloruré, soumises aux densités de courant $0,1 \text{ A/m}^2$, 1 A/m^2 , 10 A/m^2 et non polarisées (0 mA).

En supposant, hypothèse réaliste, que l'on atteint les valeurs très élevées de transit dans les câbles de puissance moins de 3 % du temps, au final les 18 mois continus d'expérimentation à 10 A/m^2 représentent dans la réalité un vieillissement accéléré correspondant à 600 mois d'exposition normale, soit 50 ans. Cette durée correspond à la durée de vie prévue d'une liaison électrique souterraine aujourd'hui.

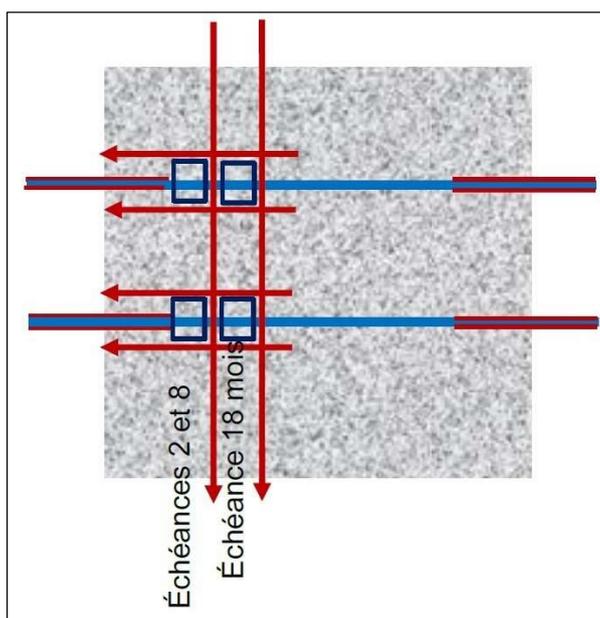


Figure n°10 : Prélèvement des échantillons de dallettes

Une découpe est faite par tronçonnage perpendiculaire aux deux armatures de manière à obtenir une hauteur de 15 à 35 mm d'échantillon. Les figures n°11 et n°12 présentent les différentes étapes. La partie restante de la dallette est ensuite remise en polarisation jusqu'à l'échéance suivante.



Figure n°11 : Tronçonnage d'une dalle pour le prélèvement des armatures

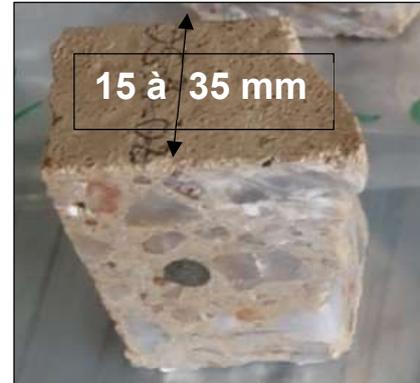
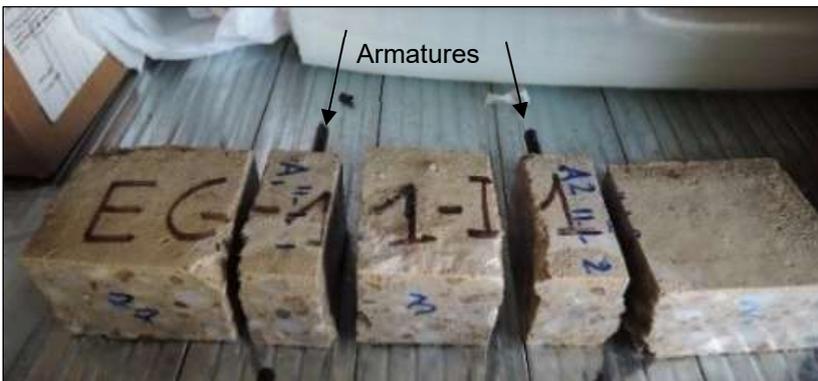


Figure n°12 : Prélèvement des échantillons d'armatures

VIII.2 Contrôle de la non-carbonatation du béton

La carbonatation est une réaction irréversible du béton qui se produit au contact du CO_2 de l'air, provoquant un abaissement du pH de la solution interstitielle. La couche de passivation, qu'on appelle l'enrobage, est alors dissoute et l'acier n'est plus protégé contre la corrosion.

Pour chaque dalle, l'absence de carbonatation du béton est vérifiée par un test de pulvérisation d'une solution de phénolphtaléine. La figure n°13 montre que la carbonatation n'atteint pas la zone des armatures, la phénolphtaléine conservant sa couleur rose.



Figure n°13 : Vérification de l'absence de carbonatation du béton au cœur de la dalle

VIII.3 Techniques de caractérisation de l'état de corrosion

Les techniques de caractérisation mises en œuvre permettent une comparaison des endommagements des armatures de dalles soumises aux essais de polarisation ou non polarisées, c'est-à-dire les dalles témoin. Ces caractérisations s'appliquent aux bétons sain et chloruré.

L'évaluation de la corrosion des armatures est fondée sur des estimations du diamètre moyen d'acier non corrodé. Celui-ci est déterminé selon deux méthodes : la tomographie de rayons X et des mesures gravimétriques. La corrosion par piqûre, caractéristique des ions chlorures, est hétérogène à la surface de l'acier. Les techniques mises en œuvre présentent l'avantage de moyenniser le résultat sur la hauteur d'armature prélevée. La tomographie permet également de mesurer les profondeurs de piqûre dans les armatures en béton chloruré et donne accès au faciès de corrosion.

Examens par tomographie de rayons X

La tomographie de rayons X est une technique non destructive d'examen en trois dimensions. L'échantillon en rotation est traversé par un rayonnement X et une série de radiographies est réalisée. Le retraitement de ces images par un logiciel spécifique permet la reconstruction du volume de l'échantillon et l'observation de 700 et 1500 vues de l'armature en coupes radiale et longitudinale. L'acier, plus dense que le matériau cimentaire et les produits de corrosion, apparaît dans des niveaux de gris plus clair. Grâce à un seuillage, l'armature est isolée et son volume et sa hauteur sont calculés par le logiciel de traitement d'image. Le principe de la tomographie de rayons X est représenté sur la figure n°14. Le volume élémentaire, appelé le voxel, est un cube de 20 μm de côté, ce qui rend l'observation précise et détaillée. Cette technique a permis de mesurer le diamètre moyen d'acier non corrodé sur la hauteur d'armature prélevée et de relever une profondeur de piqûre maximale pour chaque examen. Ces deux paramètres seront des indicateurs d'une éventuelle progression de la corrosion.

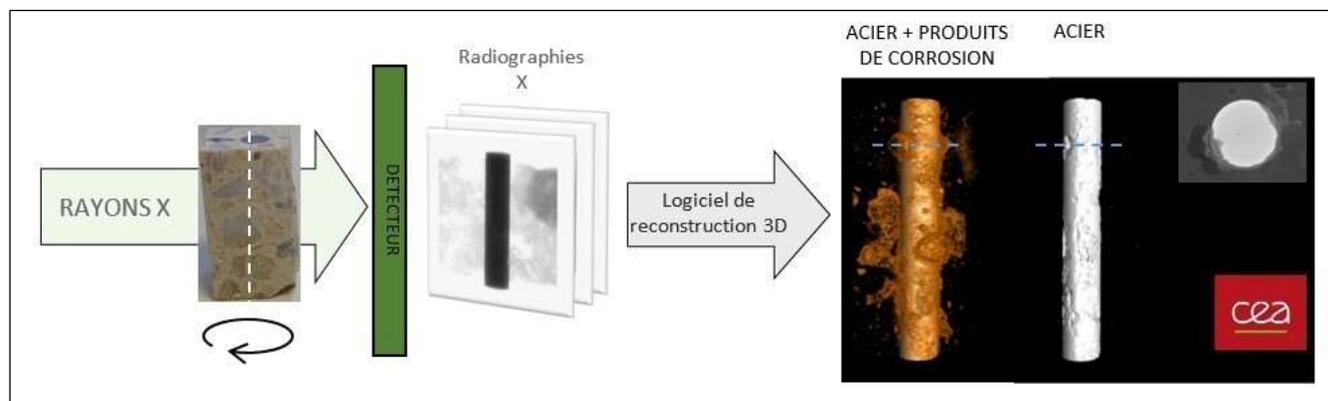


Figure n°14 : Principe de la méthode d'examen par tomographie de rayons X

Mesures gravimétriques

Après examen par tomographie, le béton est cassé afin d'extraire le tronçon d'armature. La figure n°15 présente le principe d'élimination des produits de corrosion. Il repose sur une méthode normalisée [4] de dissolution par une succession de bain acide. Cette méthode donne une estimation de la masse d'acier finale M_{Finale} . Dans le cas de cette étude, la masse d'acier initiale M_{ini} n'est pas connue précisément. Elle est pourtant nécessaire pour comparer les résultats obtenus à un état initial de référence des armatures. Pour estimer les dimensions initiales des armatures, 14 échantillons sont prélevés aux extrémités des armatures, lesquelles, protégées par un vernis et une gaine, ne présentent aucune corrosion. Par pesée hydrostatique, le diamètre moyen initial est alors calculé : 5,976 mm (écart type : 8 μm). La précision des estimations du diamètre moyen initial correspond à la précision d'usinage des armatures.

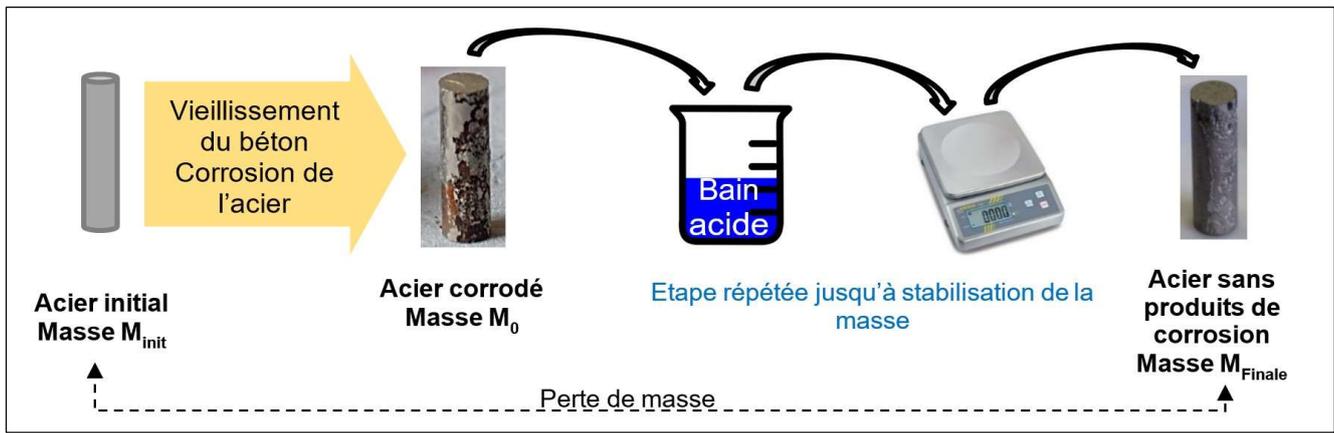


Figure n°15 : Principe de la méthode d'élimination des produits de corrosion

IX. Résultats expérimentaux

IX.1 Béton sain

L'indicateur de suivi dans le cas du béton sain est le diamètre moyen des armatures. Il est mesuré en appliquant les deux méthodes, la tomographie de rayons X et la gravimétrie, avec un bon recoupement des résultats. Au total 40 échantillons en béton sain ont été caractérisés (dallettes polarisées et non polarisées, toutes échéances confondues). Les diamètres mesurés sont tous inclus dans l'intervalle de confiance du diamètre initial préalablement estimé (voir VIII.3). Les résultats ne montrent pas de tendance quant à une évolution de celui-ci. La figure n°16 présente les diamètres moyens des armatures polarisées à 10 A/m² pendant 18 mois, condition la plus sévère testée au regard des effets des courants induits sur l'état de corrosion, comparés aux diamètres moyens mesurés sur des armatures non polarisées.

D'autre part, l'examen visuel de la reconstruction du volume d'acier obtenu par tomographie de rayons X laisse apparaître une surface lisse (voir figure n°17).

Les densités de courant appliquées sur des armatures en béton sain, non carbonaté, jusqu'à une durée de 18 mois, n'ont pas d'impact mesurable sur l'état de corrosion de celles-ci.

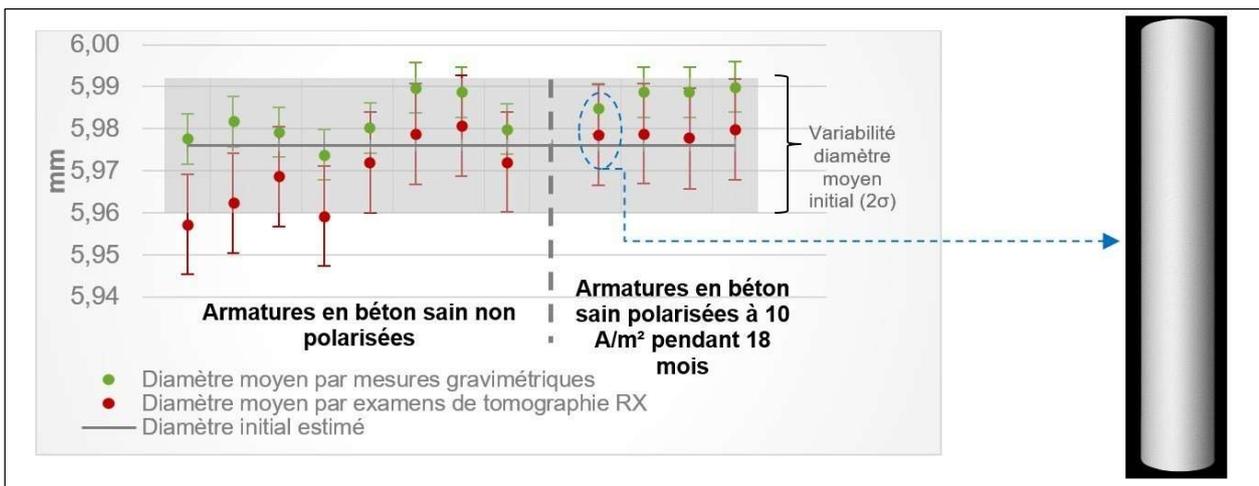


Figure n°16 : Comparaison des diamètres moyens mesurés en béton sain entre des armatures non polarisées et des armatures polarisées à 10 A/m² pendant 18 mois

Figure n°17 : Reconstruction du volume 3D d'une armature en béton sain

IX.2 Béton chloruré

Dans le cas des armatures en béton chloruré, la couche de passivation a été localement attaquée par les ions chlorures. Une corrosion par piqûre, caractéristique de cet ion, s'est développée à la surface de l'acier pendant la phase de vieillissement des dalles. La question est d'évaluer si cette corrosion est exacerbée par l'effet du courant.

La corrosion par piqûre est très hétérogène. Il est impératif de bien connaître l'état de corrosion des armatures sans polarisation afin d'être en mesure d'évaluer l'effet du courant. Pour cela, deux armatures supplémentaires d'une dalle témoin non polarisée ont été caractérisées pour améliorer la connaissance de l'état de référence. Toute leur longueur, soit 20 cm, est examinée par tomographie de rayons X sous forme de six échantillons de longueur 30 mm équivalente à celle des échantillons prélevés par découpe. Ces résultats viennent compléter ceux obtenus par découpe. Un total de vingt échantillons d'armatures non polarisées permet ainsi de consolider les résultats de l'étude grâce à une connaissance détaillée de la variabilité entre les échantillons.

Diamètre moyen

De la même manière que dans le cas des dalles en béton sain, le diamètre moyen est mesuré par tomographie de rayons X et par mesures gravimétriques. Une totalité de 64 échantillons en béton chloruré est caractérisée à des échéances de 2 mois, 8 mois et 18 mois. Il existe une grande variabilité de perte de diamètre entre les différents échantillons prélevés, mesurée indifféremment sur les armatures polarisées et non polarisées. La figure n°18 met en évidence une répartition similaire entre les diamètres moyens mesurés dans la condition la plus pénalisante de l'étude où les armatures sont polarisées à 10 A/m^2 pendant 18 mois et ceux mesurés sur les armatures non polarisées où la perte de diamètre est seulement due à la corrosion par les chlorures. L'hétérogénéité de la piqûration est responsable de la variabilité des résultats obtenus. Le courant n'a pas d'effet mesurable sur le diamètre moyen.

La reconstruction du volume d'acier obtenue par tomographie (voir figure n°19) laisse apparaître une répartition inégale de la corrosion sur la longueur d'armature prélevée.

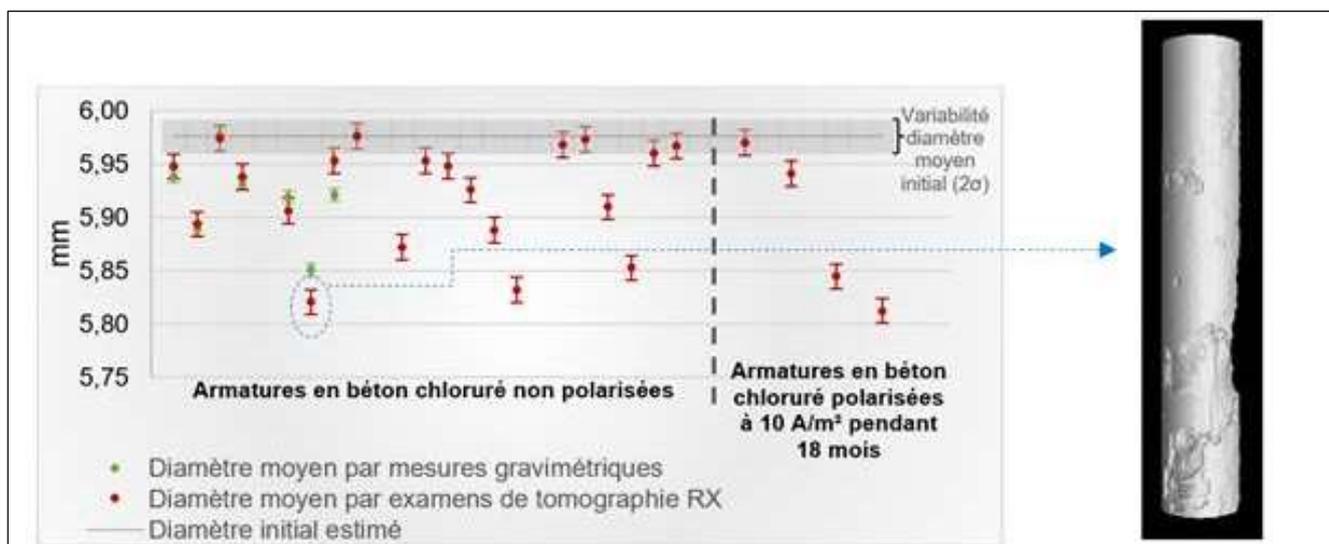


Figure n°18 : Diamètres moyens mesurés en béton chloruré entre des armatures non polarisées et des armatures polarisées à 10 A/m^2 pendant 18 mois

Figure n°19 : Exemple de visualisation par reconstruction du volume 3D d'une armature en béton chloruré très corrodée

Profondeur maximale de piqûre

Les examens par tomographie de rayons X permettent l'observation en coupe radiale de l'armature. Celle-ci laisse apparaître le profil de piqûre dans l'acier (voir figure n°20). Les profondeurs de piqûre maximales mesurées sur la hauteur de l'échantillon varient de quelques dizaines de microns à 1200 microns sur des armatures non polarisées. La répartition des mesures est équivalente après polarisation pendant 18 mois y compris dans les conditions les plus sévères de 10 A/m² (voir figure n°21).

Les résultats montrent que le courant de polarisation n'a pas d'effet observable sur la corrosion des dalles.

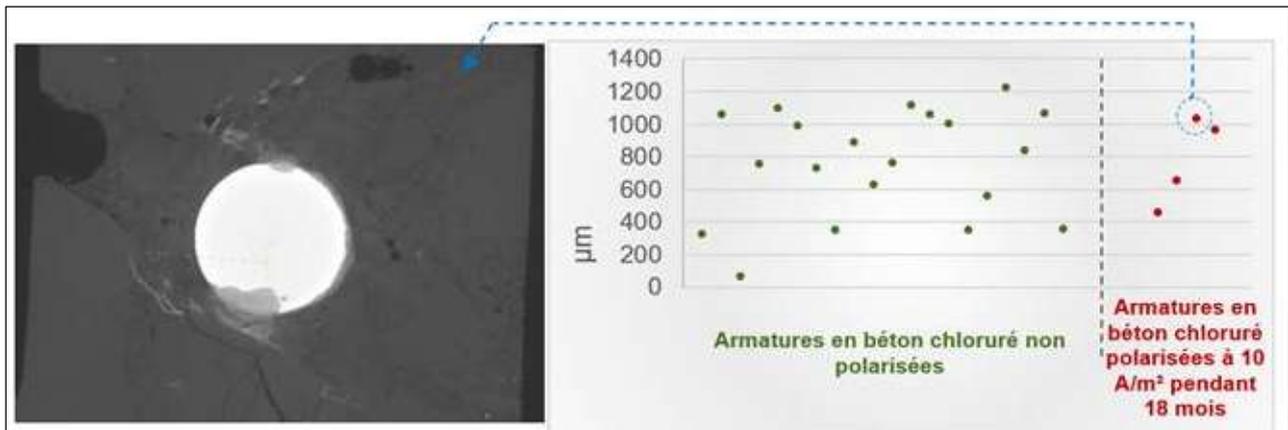


Figure n°20 : Exemple d'une image en tomographie RX de l'armature en coupe radiale présentant une piqûre de 1 000 µm de profondeur dans l'acier

Figure n°21 : Profondeurs de piqûre maximales mesurées en béton chloruré pour des armatures non polarisées et polarisées à 10 A/m² pendant 18 mois

X. Conclusions de l'étude

Dans le cas du béton sain, aucune corrosion localisée n'a été observée après 18 mois même dans les conditions de polarisation les plus sévères (10 A/m²). De même, aucune réduction de diamètre due à la corrosion généralisée n'a été décelée.

Dans le cas du béton chloruré, la conclusion est moins directe car la variabilité des endommagements observés sur les armatures métalliques est beaucoup plus importante que dans le cas du béton sain. Rien ne permet toutefois d'identifier un effet de la polarisation. La réduction du diamètre moyen comme les profondeurs des piqûres obtenues sous 10 A/m² sont statistiquement identiques à celles mesurées sur les dalles en béton chloruré non polarisées. Cependant, il ne peut être exclu que l'effet de la polarisation soit masqué par les endommagements subis pendant les neuf ans de vieillissement naturel.

Ces résultats sont en accord avec les résultats publiés par Brenna et al [3]. En effet, ces auteurs ont réalisé, sur un béton de type CEM I avec un rapport E/C de 0,6, des mesures corrosimétriques in situ et en temps réel sous des polarisations allant de 10 à 100 A/m² sur une durée d'un an. L'objectif était de déterminer des seuils de densité de courant au-delà desquels l'impact de la polarisation devenait observable expérimentalement. Pour un béton sain, ce seuil est supérieur à 100 A/m² tandis que, pour un béton chloruré, ce seuil est réduit à 30 A/m².

Il faut rappeler que la densité de courant maximale utilisée dans notre étude, soit 10 A/m², est trois fois plus faible que le seuil de 30 A/m² estimé expérimentalement par Brenna et al. Par ailleurs, cette valeur de 10 A/m² est conservative car volontairement plusieurs fois supérieure aux densités maximum provoquées par les courants induits dans les armatures des ouvrages d'art par les liaisons souterraines.

Ces résultats ont été obtenus sur un béton CEM I. A notre connaissance, aucun résultat de ce type n'a été publié pour d'autres formulations de béton.

En conclusion, il apparaît qu'en condition d'exploitation nominale des liaisons souterraines de RTE, aucun impact significatif de l'induction sur la corrosion des armatures métalliques des ouvrages d'art n'a pu être mis en évidence dans cette étude.

XI. Références bibliographiques

[1] « Affaire : évaluation de la corrosion sur dalles en béton armé soumises à des courants alternatifs - Partie 3A » V. Bouteiller, LCPC, 22/10/2010

[2] « Etude de l'influence des courants induits sur la corrosion des armatures » G. Taché, CEBTP, BDP1.7.209 V02 - 28/01/2008

[3] « Construction and Building Materials » 137(2017)76-84 A. Brenna, S. Beretta, F. Bolzoni, M. Pedferri, M. Ormellese

[4] Norme NF EN ISO 8407 : « Corrosion des métaux et alliages – Elimination des produits de corrosion sur les éprouvettes d'essai de corrosion », mai 2014

XII. Annexe

XII.1 Le phénomène d'induction magnétique

Description et formules pour une liaison électrique triphasée

Dès qu'un courant électrique circule dans un conducteur, un champ magnétique apparaît autour de lui. L'amplitude de ce champ magnétique dans l'air est donnée par le théorème d'Ampère :

$$B = \frac{\mu_0 I}{2\pi d}$$

avec I le courant circulant dans le conducteur (en A), d la distance du point d'observation au conducteur (en m) et μ_0 la perméabilité du vide ($\mu_0 = 4\pi \times 10^{-7} \text{ H m}^{-1}$).

Le champ magnétique est donc proportionnel au courant transitant dans le conducteur et, pour un conducteur unique, la décroissance du champ avec la distance est en $1/d$.

Dans les réseaux électriques, les conducteurs ne sont pas uniques mais regroupés en circuits. On trouve ainsi des circuits à deux conducteurs (monophasé : phase-neutre et biphasé), à trois conducteurs (triphasé) ou à quatre conducteurs (triphasé + neutre). En haute tension, sont uniquement utilisés les circuits biphasés (alimentations SNCF) et triphasés.

Sur ces circuits, le courant "partant" par un conducteur "revient" par le ou les autres, de sorte que la somme vectorielle des courants est effectivement nulle. Le champ magnétique généré par ces circuits reste proportionnel au courant transitant dans un des conducteurs, mais la décroissance du champ avec la distance est en $1/d^2$ (pour des circuits où les conducteurs sont parallèles et non torsadés), ce qui est le cas en France pour les liaisons électriques de tension supérieure à 50kV.

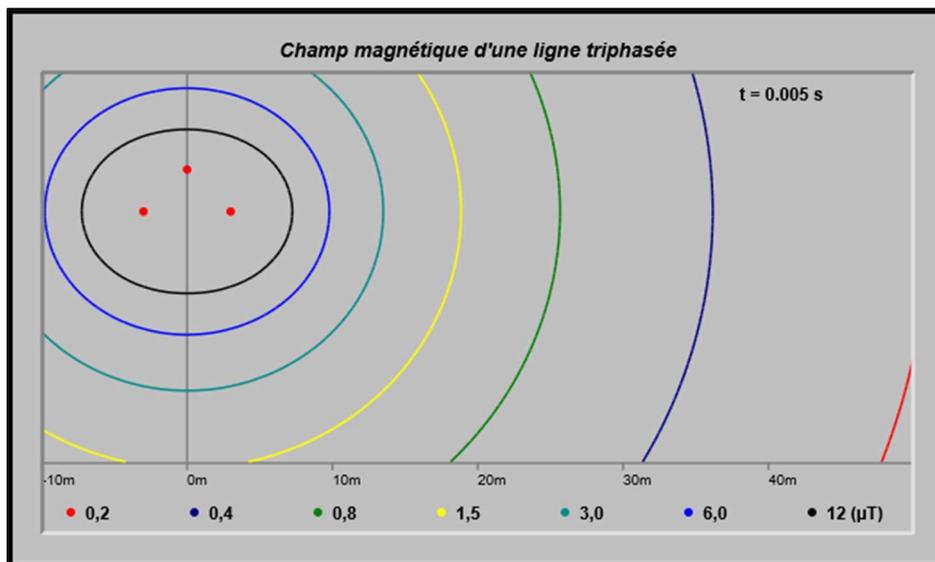


Figure n°22 : Champ magnétique d'une ligne aérienne triphasée

La figure n°22 représente le champ magnétique généré par les conducteurs d'une ligne aérienne triphasée avec les caractéristiques suivantes : altitude des conducteurs inférieurs = 18 m, altitude du conducteur supérieur = 21 m, écartement des conducteurs inférieurs = 6 m, intensité transmise dans chaque conducteur = 500 A.

La figure n°22 peut être transposée à un câble souterrain en appliquant un facteur d'échelle. Ainsi, pour un espacement de 10 cm entre les conducteurs du câble, le facteur d'échelle vaut 1/60. Le point à 30 m sur la figure correspond alors à $30 \times 1/60 = 0,5$ m pour un câble souterrain.

Le courant transisant sur le réseau électrique est un courant alternatif à 50 Hz. Il en est donc de même pour le champ magnétique généré qui est un champ alternatif à 50 Hz (voir figures n°23 et 24).

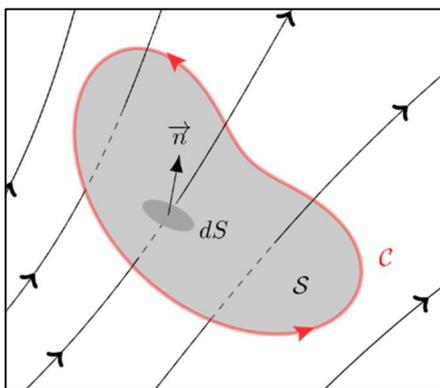


Figure n°23 : Lignes de champ magnétique B traversant une surface S, engendrant la circulation d'un courant induit sur son contour

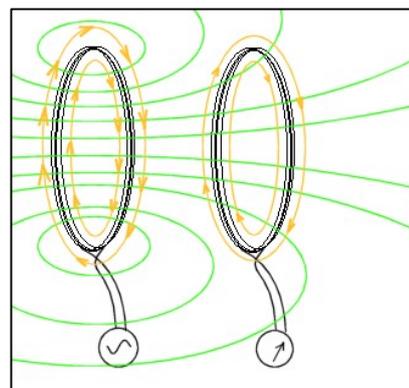


Figure n°24 : Lignes de champ magnétique B créées par la circulation d'un courant à travers une boucle, créant un courant induit dans une boucle voisine (principe du transformateur)

Ce champ magnétique 50 Hz génère à son tour des forces électromotrices (f.e.m.) induites dans les surfaces qu'il illumine, conformément à la loi de Lenz :

$$e = - \iint_S \frac{\partial \vec{B}}{\partial t} \times \vec{n} dS$$

Ces forces électromotrices induites sont proportionnelles à la surface induite, au champ magnétique et à la fréquence de ce dernier. On note que la surface induite est la projection de la surface illuminée sur une surface perpendiculaire à l'orientation du champ magnétique.

Sur une boucle "ouverte", cette force électromotrice induite, notée e , est une tension, exprimée en volts, directement mesurable aux extrémités de la boucle, par exemple avec un multimètre (voir figure n°25).

Lorsque la boucle est "fermée", la force électromotrice induite provoque la circulation d'un courant induit dans cette boucle, d'amplitude $i = e/Z$ où Z est l'impédance de la boucle. Ce courant est mesurable par exemple avec une pince ampèremétrique (voir figure n°26). En revanche, la tension est quasiment nulle en tout point du circuit ; en effet, la chute de tension par la loi d'Ohm, à cause du courant tournant en rond dans le circuit, est égale et opposée à la force électromotrice induite par la variation du champ magnétique illuminant la surface de la boucle.

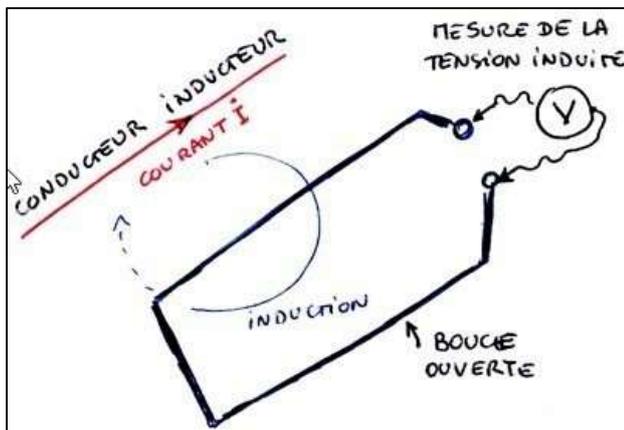


Figure n°25 : Force électromotrice induite sur une boucle ouverte : mesure de la tension induite (e) à ses bornes

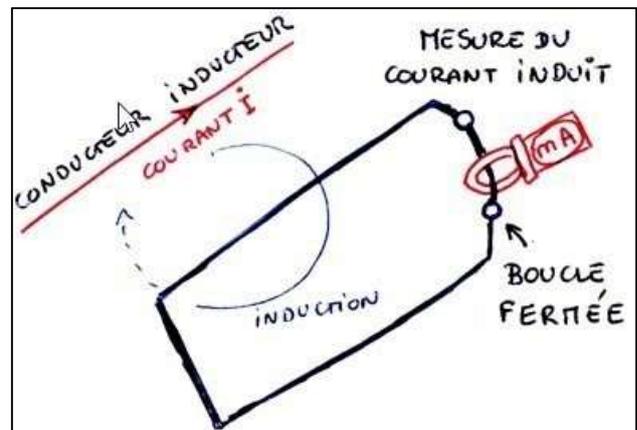


Figure n°26 : Force électromotrice induite sur une boucle fermée d'impédance Z : mesure du courant induit (e/Z)

XII.2 Application aux structures métalliques des ouvrages d'art

Lorsqu'un câble électrique circule à l'intérieur ou à proximité immédiate d'un ouvrage d'art (par exemple posé en encorbellement), le courant transitant dans ce câble génère une induction magnétique qui va s'appliquer sur toutes les surfaces constituées par les parties métalliques de l'ouvrage d'art, et en particulier celles correspondant au ferrailage du béton et aux systèmes de précontrainte. Nous allons donc retrouver des surfaces induites correspondant à des boucles fermées et d'autres correspondant à des boucles ouvertes (voir figures n°27 et 28).

Exemples de boucles fermées soumises à l'induction magnétique

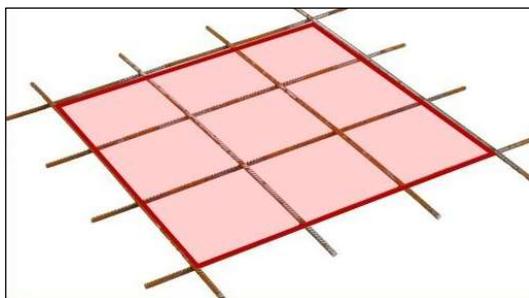


Figure n°27 : Armatures en acier maillées constituant un quadrillage de boucles fermées



Figure n°28 : Cage d'armatures en acier constituant une succession de boucles fermées

Dans ces boucles fermées, on est en présence de courants induits qui "tournent en rond" dans toutes les boucles métalliques traversées par le champ magnétique alternatif.

Effets des courants circulant dans des boucles fermées

Ces courants induits circulent uniquement dans le métal : ils restent à l'intérieur du métal et n'en sortent pas pour circuler dans le béton. Il n'y a donc, sur ces boucles fermées, aucune possibilité de corrosion en courant alternatif à l'interface acier béton. Le seul effet du courant circulant en boucle dans le métal est de provoquer son échauffement par "effet Joule".

La puissance P dissipée en chaleur est $P_{Watt} = R_{Ohm} \times I_{Ampère}^2$ où I est l'intensité induite dans la boucle et R la résistance du treillis métallique constituant cette boucle.

En présence de câbles haute tension (HTB de 63 kV à 400 kV), cet échauffement est négligeable dès que la distance aux câbles est supérieure à une dizaine de centimètres.

Exemples de boucles ouvertes soumises à l'induction magnétique

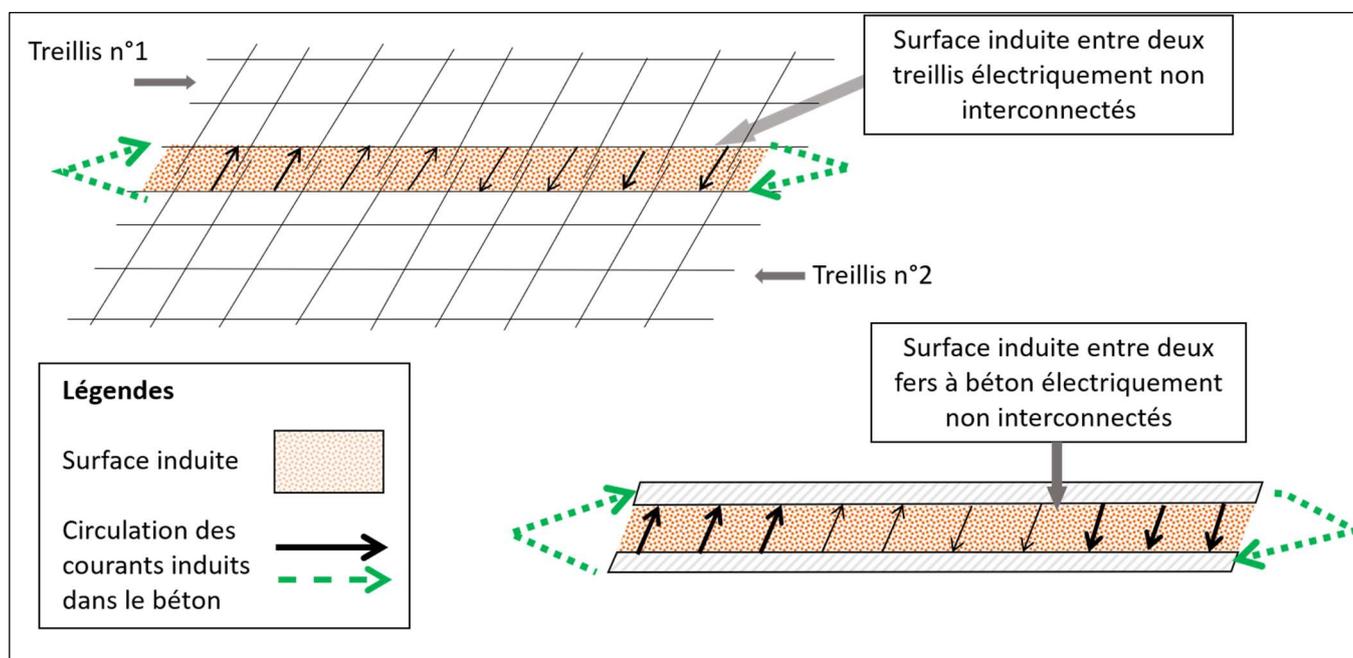


Figure n°29 : Lors d'une discontinuité du maillage d'armatures, un courant induit passe à travers le béton pour aller d'un treillis à l'autre

Sur la figure n°29, le schéma du haut représente deux structures métalliques voisines (ici deux treillis voisins) et celui du bas deux structures linéaires voisines (ici deux fers à béton ou deux câbles de précontrainte).

Comme il n'y a pas de continuité métallique sur le périmètre de la surface induite, nous qualifions cette configuration de "boucle ouverte".

L'induction fait apparaître une différence de potentiel entre les deux armatures, nulle au centre et croissant linéairement vers les extrémités des structures métalliques (voir figure n°30).

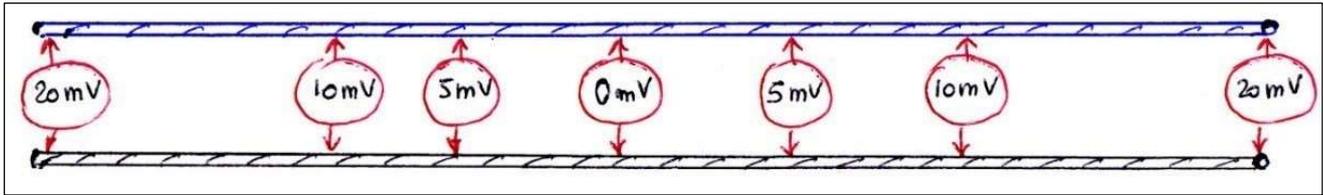


Figure n°30 : Différence de potentiel (tension) entre deux armatures non connectées soumises à l'induction magnétique

Les structures métalliques étant au contact du béton, comme le béton est légèrement conducteur de l'électricité, cette différence de potentiel entre armatures va conduire à l'établissement d'un courant induit dans le béton, de faible intensité en comparaison du courant induit qui circulerait dans la structure métallique si elle était continue. Ce courant induit tourne en boucle entre les deux structures métalliques.

Effet des courants circulant entre des structures métalliques ouvertes

L'échauffement de l'acier et du béton par effet Joule est négligeable. Nous investiguons l'effet des courants induits alternatifs sur la corrosion des composants métalliques en boucle ouverte.

L'existence de phénomènes de corrosion en courant alternatif de l'acier à l'interface acier-sol sur des conduites en acier enterrées, isolées et sous protection cathodique, conduit à s'interroger sur la possibilité d'apparition de ce phénomène sur les composants des ouvrages d'art en béton armé.

XII.3 Recherche des zones les plus exposées au courant induit

Par analogie avec l'endommagement des tubes en acier par corrosion en courant alternatif qui est lié à la densité de courant (en A/m^2) traversant l'interface acier-sol, nous recherchons quels composants métalliques dans les ouvrages d'art en béton armé sont susceptibles de maximiser les valeurs de densité de courant à l'interface acier-béton.

Nous allons donc rechercher des composants, d'une part de grande longueur pour maximiser la surface induite et donc la force électromotrice induite, et, d'autre part, qui présentent une surface réduite de contact avec le béton pour maximiser la densité de courant.

Nous écartons donc les treillis métalliques et nous nous concentrons sur les câbles de précontrainte. Ceux-ci présentent une grande longueur mais sont aussi parallèles aux câbles Haute Tension qui génèrent l'induction. En conséquence, les tensions induites à leurs extrémités sont en comparaison significativement supérieures à celles observées sur les treillis métalliques.

Ensuite, parmi les différents types de câblages de précontrainte, nous recherchons ceux pour lesquels la surface de contact acier-béton est réduite afin de maximiser la densité de courant induit sur l'interface acier-béton (voir tableau n°1).

Type	Caractéristiques	Commentaire
A Précontrainte intérieure par post-tension	Les câbles de précontrainte sont électriquement reliés à la gaine en acier les contenant. Cette gaine est en contact avec le béton sur toute sa longueur.	Surface de contact élevée entre gaine acier et béton, donc densité de courant induit faible. Cas non majorant.
B Précontrainte intérieure par pré-tension	Le béton est coulé directement au contact des torons tendus, sur toute leur longueur.	Surface de contact élevée entre torons acier et béton, donc densité de courant induit faible. Cas non majorant.
C Précontrainte extérieure par post-tension, gaines en acier	Les câbles de précontrainte sont électriquement reliés au corps d'ancrage et à la gaine en acier. La surface de contact acier-béton aux extrémités des câbles est limitée à celle des corps d'ancrage métalliques et à la surface de contact de la gaine acier avec le béton du bloc d'ancrage (ou abouts du tablier...)	Surface de contact faible entre acier et béton, donc densité de courant élevée au niveau des ancrages (corps d'ancrage métallique + surface contact gaine-bloc d'ancrage béton).
D Précontrainte extérieure par post-tension, gaines en PEHD	Les câbles de précontrainte sont électriquement reliés au corps d'ancrage métallique à leurs deux extrémités. La surface de contact acier-béton est limitée à celle des corps d'ancrage.	Surface de contact minimale entre acier et béton, donc densité de courant maximale au niveau des corps d'ancrage métalliques.

Tableau n°1 : les différents types de câblages de précontrainte

XII.4 Campagne de mesures d'induction dans le pont Saint-Jean à Bordeaux

Contexte

Une campagne de mesures des courants induits dans les câbles de précontrainte s'est déroulée en avril 2008 sur une liaison HTB inductrice, la ligne souterraine 63 kV Étables-Floirac 1&2 qui passe dans le pont Saint-Jean, à Bordeaux (voir figure n°31). Pendant ces mesures, le transit dans la liaison HTB évoluait entre 186 et 220 A.

Les câbles de précontrainte correspondent au type C du tableau n°1, c'est-à-dire l'une des deux configurations les plus contraignantes.



Figure n°31 : Tablier du pont Saint-Jean à Bordeaux, avec câbles de précontrainte à proximité de la liaison souterraine 63 kV de RTE

Mesure du courant induit dans les gaines des câbles de précontrainte

Le relevé a été identique sur la gaine des câbles de précontrainte à gauche et à droite de la ligne Haute Tension. Le courant induit mesuré était de 235 mA. Le transit au moment de la mesure était de 0 A sur la ligne 1 et de 186 A sur la ligne 2.

Cette mesure du courant induit dans la boucle entre les deux gaines de précontrainte permet d'estimer la densité de courant traversant l'interface acier-béton au niveau des zones d'ancrage (voir figure n°32).

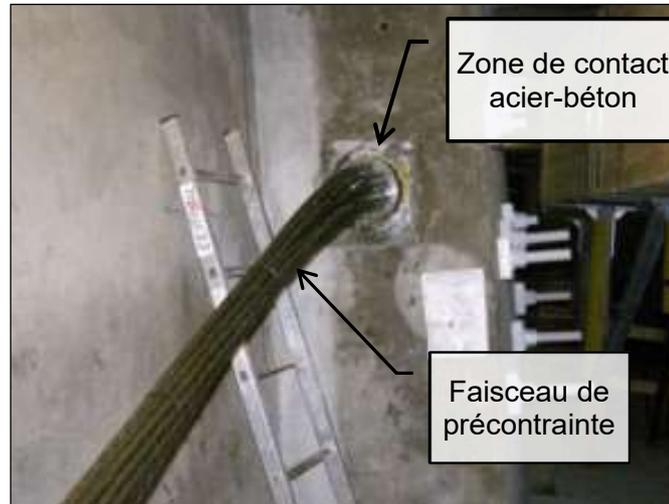


Figure n°32 : Ancrage dans le béton du faisceau de précontrainte

Estimation de la surface de contact acier-béton dans la zone d'ancrage des câbles

Nous sommes en présence de câbles du type C : Précontrainte extérieure par post-tension avec gaines en acier.

La surface de contact est la somme de toutes les surfaces de contact avec le béton du corps d'ancrage et de la gaine acier.

La surface de contact du corps d'ancrage avec le béton se calcule ainsi :

Nous sommes en présence d'un ancrage 19C15 de côtes (voir figures n°33 et 34) :

A= 300 mm,

B= 250 mm,

C= 256 mm.

En décomposant la surface de contact en une juxtaposition de disques, cônes, et cylindres, nous obtenons une surface totale d'environ 0,2 m².

La surface de contact de la gaine acier avec le béton du bloc d'ancrage se calcule ainsi :

Avec une gaine de 100 mm noyée dans un bloc d'épaisseur 1m, nous obtenons une surface de contact $S = (1000 - 256) \cdot 100 \cdot \pi \cdot 10^{-6}$ soit $S = 0,23$ m².

La surface de contact acier-béton dans le bloc d'ancrage est donc estimée à $S = 0,2 + 0,23 = 0,43$ m²

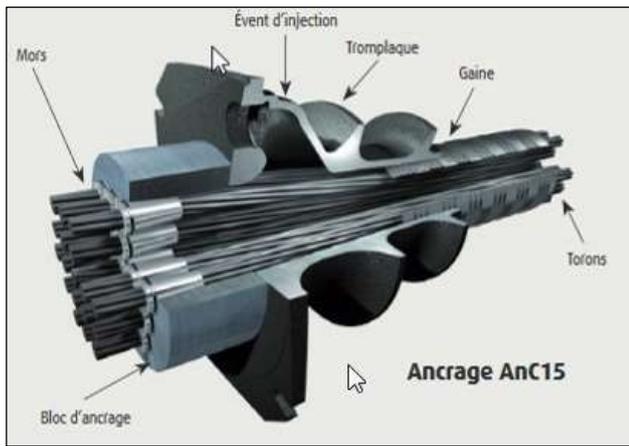


Figure n°33 : Eléments constitutifs du bloc d'ancrage

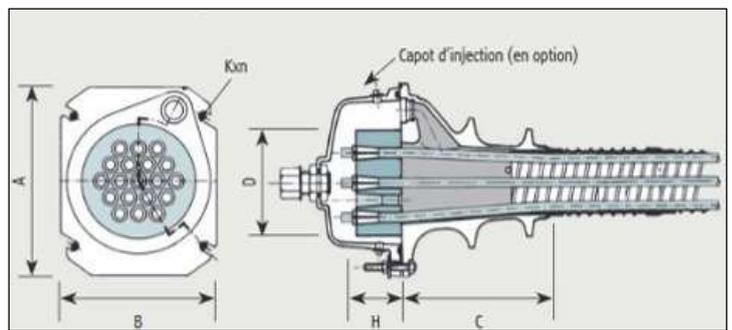


Figure n°34 : Dimensions des éléments constitutifs du bloc d'ancrage

Estimation de la densité de courant induit à l'interface acier-béton

A partir de la mesure de l'intensité du courant induit (235 mA) traversant la surface de contact acier/béton $S = 0,43 \text{ m}^2$, on calcule la densité de courant associée J par la formule suivante :

$$J = 0,235 / 0,43 \text{ soit } J = 0,55 \text{ A/m}^2.$$

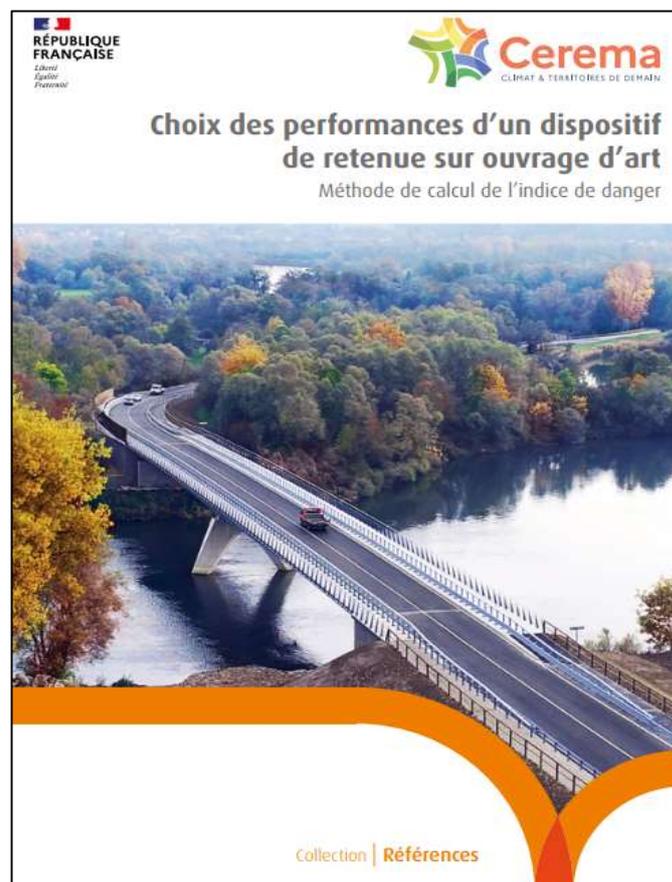
On rappelle que cette intensité du courant induit est mesurée pour un courant de circulation dans la liaison HTB de 186 A. Ainsi, par proportionnalité, il est possible d'extrapoler l'estimation de la densité de courant pour une intensité de transit maximale de 1000 A dans la liaison haute tension : $J_{1000 \text{ A}} = 2,95 \text{ A/m}^2$.

In fine, pour cette étude, il est retenu pour majorant de la densité de courant : $J_{\text{max}} = 3 \text{ A/m}^2$.



Les dernières publications OA du Cerema

Guide Choix des performances d'un dispositif de retenue sur OA Méthode de calcul de l'indice de danger



Ce guide méthodologique présente la méthode de calcul de l'indice de danger pour les infrastructures routières dont la vitesse autorisée est supérieure ou égale à 70 km/h.

Il est destiné aux projecteurs et aux gestionnaires d'ouvrages d'art et vise à les aider dans le choix des performances d'un dispositif de retenue routier sur pont neuf ou existant et sur mur de soutènement.

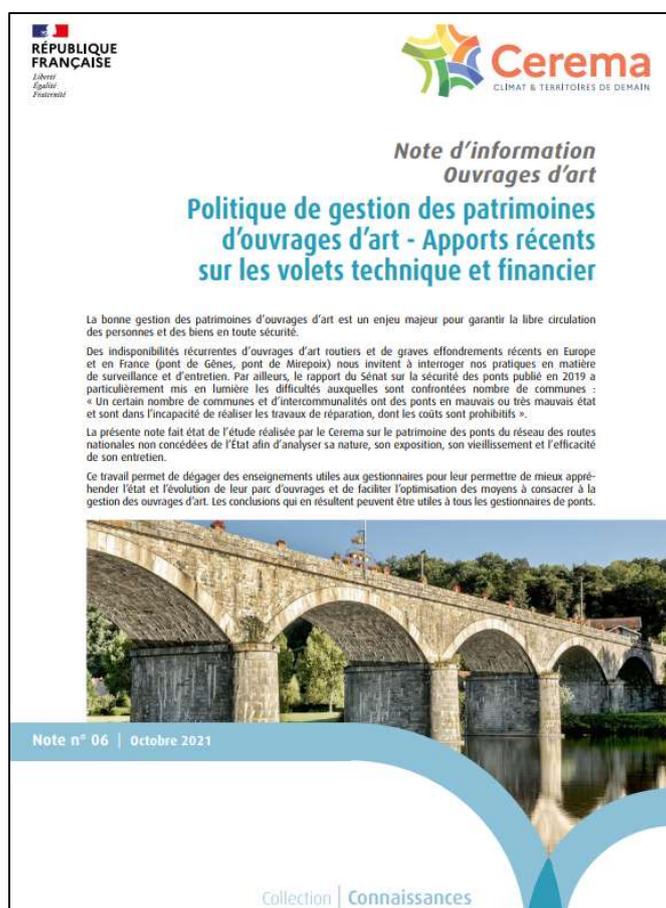
Il tient compte des dernières évolutions réglementaires et notamment des normes NF EN 1317 et des arrêtés modifiant l'arrêté du 2 mars 2009 dit « arrêté RNER ».

Il se substitue au précédent guide du Sétra intitulé *Choix d'un dispositif de retenue en bord libre d'un pont en fonction du site*, publié en février 2002.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/choix-performances-dispositif-retenue-ouvrage-art>

Note d'information : Politique de gestion des patrimoines d'OA

Apports récents sur les volets technique et financier



La bonne gestion des patrimoines d'OA est un enjeu majeur pour garantir la libre circulation des biens et des personnes et en toute sécurité. Des indisponibilités récurrentes d'ouvrages d'art routiers et de graves effondrements survenus récemment en Italie et en France nous invitent à nous interroger sur nos pratiques en matière de surveillance et d'entretien. Par ailleurs, le rapport du Sénat sur la sécurité des ponts publié en 2019 a particulièrement mis en lumière les difficultés auxquelles sont confrontées nombre de communes.

La présente note d'information fait état de l'étude réalisée par le Cerema sur le patrimoine des ponts du réseau des routes nationales non concédées de l'État afin d'analyser sa nature, son exposition, son vieillissement et l'efficacité de son entretien.

Cette étude permet de dégager des enseignements utiles aux gestionnaires pour leur permettre de mieux appréhender l'état et l'évolution de leur parc d'ouvrages et de faciliter l'optimisation des moyens à consacrer à la gestion des ouvrages d'art. Les conclusions qui en résultent peuvent être utiles à tous les gestionnaires de ponts.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/politique-gestion-patrimoines-ouvrages-art-apports-recents>

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

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 › Ludovic Péron (licence GFDL, <https://www.gnu.org/licenses/fdl-1.3.html>)

Crédits photos › Cerema, UGE, DiRIF, RTE, CEA

ISBN > 978-2-37180-545-3

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

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

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

Infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30