

BULLETIN

OUVRAGES D'ART

n° 81

Janvier 2023

Sommaire

■ Les projets

La reconstruction du pont sur la Moselle à Tonnoy (54) 5
Laurent Loutte

L'expertise de la rupture d'un câble de précontrainte extérieure du viaduc de Sylans sur l'A40 26
D. Germain, P.A. L'Hôte, J.P. Marion, R. Pittet, A. Roibet

■ La méthodologie

Sensibilisation sur l'utilisation des règles de conception des grands ouvrages d'art en zones cycloniques 52
Antoine Théodore, Jean Gual

Vers une maîtrise d'œuvre de chantier 2.0 64
Pierre Corfdir, Pierre Charbonnier, Philippe Foucher, Christophe Heinkele, Thibaut Perrin, Arnaud Campaner, Adrien Dodane

■ Les dernières publications OA du Cerema

Transports exceptionnels : Guide sur le franchissement des ouvrages d'art 79

Note d'information Ouvrages d'Art n°7 : Exécution des structures en acier 80

Ecrans et protections acoustiques : Guide du maître d'ouvrage et du maître d'œuvre 81



Remerciements : La mise au point et la validation des articles publiés dans le présent numéro du bulletin OA ont été faites par Christelle Cros du département des Pyrénées Orientales, Renaud Leconte de Setec Diadès, Bastien Vaurigaud du Cerema Sud-Ouest, Denis Davi du Cerema Méditerranée, Pierre Corfdir, Daniel de Matteis, Gaël Bondonet, Roland Abou et Antoine Théodore du Cerema ITM.

Version : du 11 janvier 2023

Directeur de la publication : Pascal BERTEAUD

Directeur délégué : David ZAMBON

Comité éditorial :
Roland ABOU (Cerema ITM)
Gaël BONDONET (Cerema ITM)
Cécile BOUVET AGNELLI (Cerema ITM)
Jean-Christophe CARLES (Cerema Med)
Christelle CROS (Département des Pyrénées Orientales)
Laurent LABOURIE (Cerema HdeF)
Renaud LECONTE (Setec Diades)
Franziska SCHMIDT (Université Gustave Eiffel)
Christian TESSIER (Université Gustave Eiffel)

Rédaction en chef :
Daniel de MATTEIS (ex-Cerema ITM)
Antoine THEODORE (Cerema ITM)

Photo de couverture : Le viaduc de Sylans sur l'A40 – Photo Cerema

La reconstruction du pont sur la Moselle à Tonnoy (54)

Un pont mixte acier-béton à poutres sans entretoises intermédiaires

Laurent Loutte¹

¹ CEREMA Est, Bâtiment C - île du Saulcy 57000 METZ, laurent.loutte@cerema.fr

Résumé

L'ancien pont sur la Moselle à Tonnoy (54) est un ouvrage à poutres sous chaussée en béton armé composé de quatre travées indépendantes (22.925m/22.50m/22.50m/22.925m). Il date de l'entre-deux guerres et a été partiellement reconstruit au début des années 1950.

Compte-tenu de l'état de dégradation avancé de la structure et des incertitudes concernant la réutilisation des appuis existants, le Département de Meurthe-et-Moselle a programmé sa reconstruction intégrale au même emplacement.

Prévue en ossature mixte quadripoutre classique à trois travées, la structure hyperstatique est finalement réalisée, suivant une variante, en poutres-caissons composées chacune de deux profilés du commerce soudés entre eux sans entretoisement courant.

L'ouvrage comporte trois travées (29.85m/35m/29.85m). Les poutres-caissons ont été posées à la grue sur des appuis provisoires puis équipées de prédalles collaborantes. La partie supérieure du hourdis et les entretoises sur appuis ont ensuite fait l'objet d'un ferrailage et d'un bétonnage rendant la structure hyperstatique. Le tablier ne comprend pas d'entretoises intermédiaires, ce qui en fait une structure très épurée.

Cette solution technique, peu répandue en France, permet de s'affranchir de la réalisation d'assemblages par soudures sur chantier. Sur cet ouvrage, elle est réalisée avec des profilés du commerce mais le recours à des profilés reconstitués soudés (PRS) aurait également été possible.

Le choix de ce type de structure a contribué à l'obtention d'un gain de temps important par rapport au délai d'exécution du marché, gain d'autant plus appréciable qu'aucune déviation provisoire n'était prévue à proximité du chantier.

L'auteur tient à remercier Fabien Renaudin, du Cerema Est, ainsi que Freddy Cuzzi et Xavier Perroche du Conseil départemental de Meurthe-et-Moselle.

Toutes les photos illustrant cet article ont été prises soit par le Conseil Départemental de Meurthe-et-Moselle, soit par le Cerema Est.

I. Présentation de l'ouvrage d'origine et de l'ouvrage projeté

I.1 L'ancien ouvrage et le contexte de son remplacement

Avant les travaux, le franchissement de la Moselle par la route départementale 74 était assuré au moyen d'un ouvrage droit à quatre travées isostatiques de 22,925 m de portée pour les travées de rive et de 22,50m de portée pour les travées centrales (voir figures n°1 et 2).

VUE AERIENNE



Figure n°1 : Vue aérienne de l'ancien ouvrage



Figure n°2 : Vue générale de l'ancien ouvrage

Il s'agit d'un pont à poutres en béton armé sous chaussée construit en 1942 et partiellement reconstruit en 1953. Son profil en travers est assez étroit avec une chaussée de largeur inférieure à 5 m et des trottoirs d'environ 70 cm de large (voir figure n°3).

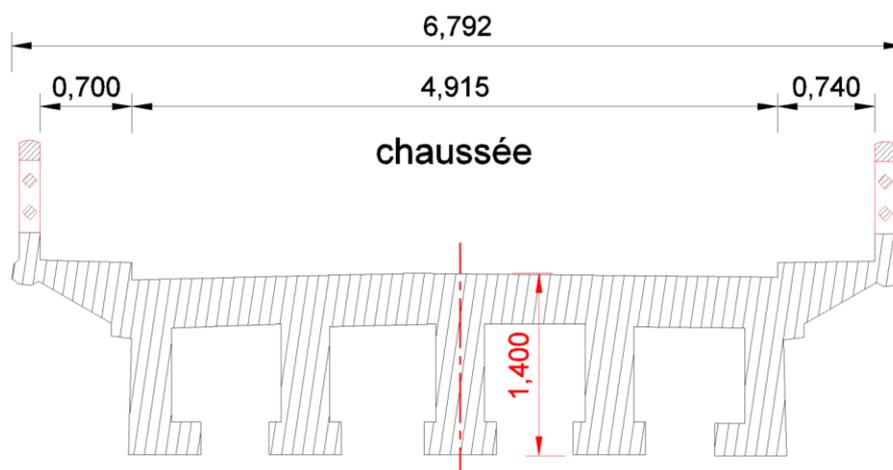


Figure n°3 : Coupe transversale de l'ancien ouvrage

La démolition/reconstruction de l'ouvrage a été décidée en raison des dégradations du béton armé de la structure consécutives aux infiltrations d'eau facilitées par l'absence de pente longitudinale.

Coté tablier, parmi les désordres répertoriés lors des inspections, les poutres présentent de nombreux éclats de béton avec mise à nu, voire rupture des aciers de flexion longitudinale.

Coté appuis, les protections périphériques des piles par des batardeaux en palplanches, réalisées dans les années 1990, nuisent au bon écoulement hydraulique du cours d'eau et n'offrent plus, d'après les inspections immergées et levés bathymétriques effectués, de sécurité à long terme sur les risques d'affouillement des appuis. Les piles n'ont donc pas été considérées comme réutilisables.

I.2 Caractéristiques générales du projet

Le projet de reconstruction prévoit une structure mixte quadripoutre hyperstatique de portées 30m/35m/30m. Les nouvelles fondations profondes sont implantées de façon à éviter les emplacements des anciens appuis fondés a priori sur des pieux en bois, ce qui a nécessité de reculer les culées et donc d'augmenter légèrement la longueur de franchissement. Des batardeaux en palplanches ont été prévus pour permettre la construction des piles en rivière (voir figures n°4 et 5).

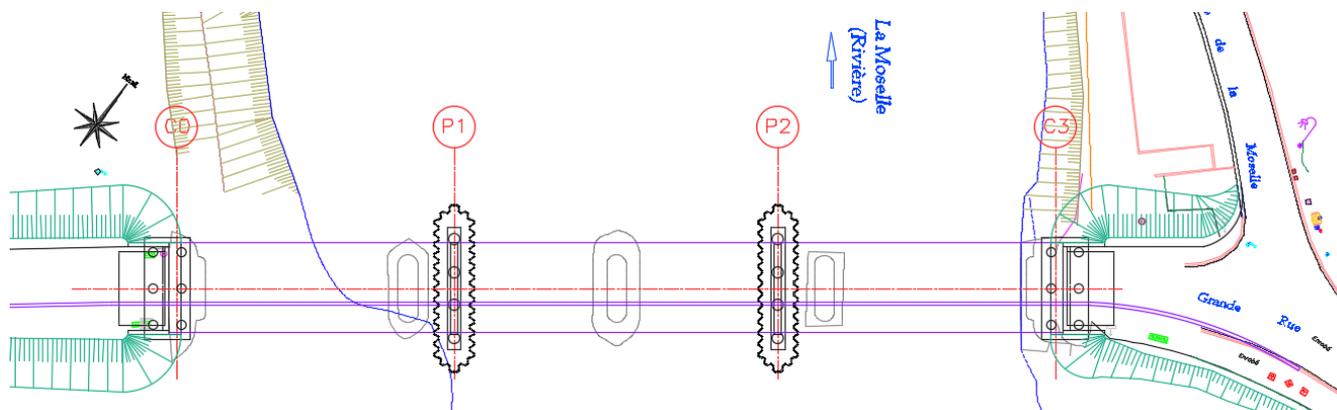


Figure n°4 : Vue en plan de la solution de base

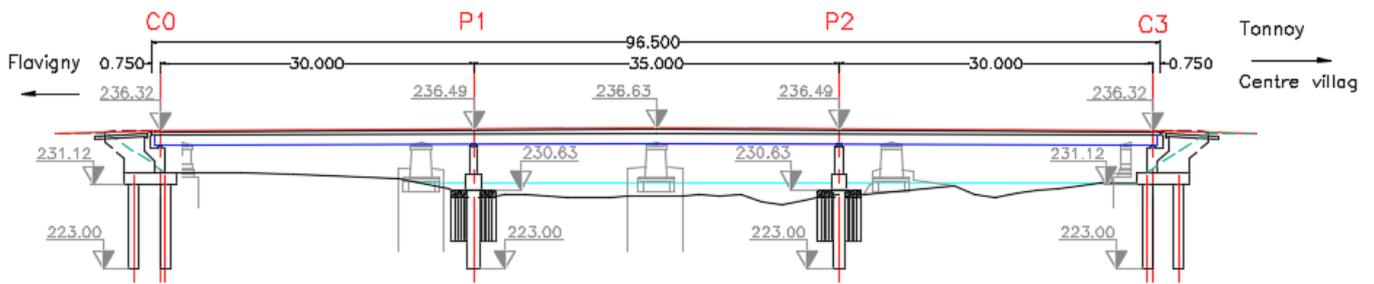


Figure n°5 : Coupe longitudinale de la solution de base

Le profil en long de la chaussée a été modifié en conservant les altitudes des accès et en relevant les cotes en milieu d'ouvrage choisi comme point haut afin de permettre une meilleure évacuation des eaux que sur l'ancien ouvrage.

La structure privilégiée par le projet est un ouvrage quadripoutre classique avec pièces de pont sur appuis et entretoises courantes (voir figure n°6).

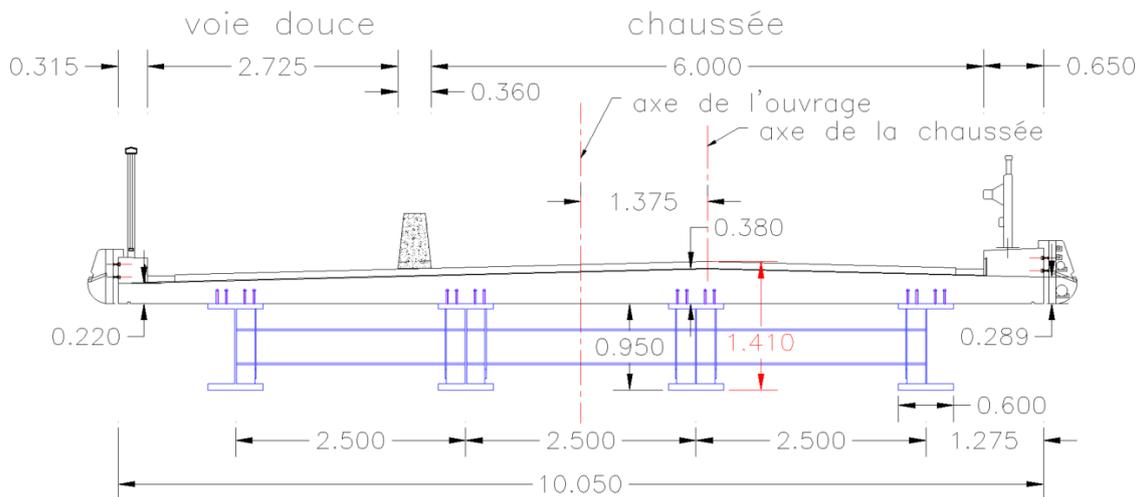


Figure n°6 : Coupe transversale du tablier de la solution de base

La dalle est élargie par rapport à l'existant pour permettre l'implantation d'une chaussée de six mètres et l'aménagement d'une voie douce (ou voie modes actifs) de 2,725m en remplacement des trottoirs latéraux. Ceci entraîne une dissymétrie importante de la dalle avec un point haut transversal du profil en long décalé de 1,375m par rapport à l'axe de l'ouvrage.

Pour une largeur totale de 10,05m, un écartement de 2,5m est prévu entre les poutres.

L'épaisseur de la dalle est variable de 22 cm sur une rive à 38 cm sous l'axe de la chaussée afin de rattraper le dévers transversal, ce qui permet d'implanter toutes les poutres à la même altitude et de faciliter ainsi la réalisation du tablier (réduction du risque d'erreur altimétrique sur les poutres, simplification de la pose des prédalles et du ferrailage du hourdis supérieur).

La hauteur des poutres est de 95 cm avec des épaisseurs maximales de semelles de 80mm sur piles et de 70mm en travées (voir figure n°7).

Les poutres sont solidarisiées entre elles par des entretoises espacées tous les 7.5m dans les travées de rive et de 7m dans la travée centrale. Ces entretoises sont remplacées au droit des appuis par des piéces de pont dimensionnées pour le vérinage du tablier (voir figure n°8).

Ainsi conçu, le tablier présente une épaisseur maximale au niveau de l'axe de chaussée identique à celle de l'existant (1,40m).

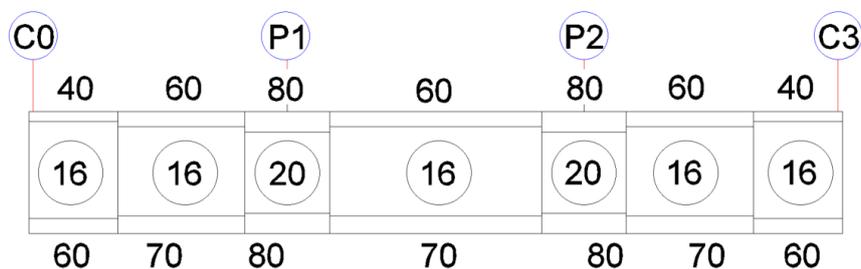


Figure n°7 : Répartition des matières de la charpente de la solution de base

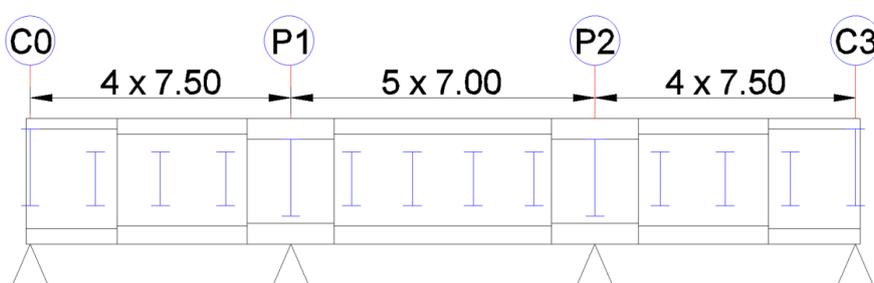


Figure n°8 : Plan des éléments transversaux de la solution de base

La mise en place de la charpente métallique est prévue par lançage, éventuellement par groupe de deux poutres, compte-tenu de l'étréitesse de la route d'accès qui ne permet pas d'assembler le tablier dans toute sa largeur.

Au stade Projet, la faisabilité d'une déviation de circulation à proximité de l'ouvrage à reconstruire pendant la durée des travaux a été étudiée. Cette option n'a toutefois pas été retenue compte-tenu de son coût élevé par rapport à l'enveloppe financière globale de démolition/reconstruction et de la possibilité pour les usagers de franchir la Moselle à quelques kilomètres en amont.

II. Caractéristiques générales de l'ouvrage retenu pour les travaux

L'appel d'offres pour la démolition/reconstruction de l'ouvrage a été lancé sur la base de la solution qui vient d'être décrite en ouvrant toutefois les variantes sur la structure transversale du tablier. Compte-tenu de la nécessité d'éviter les fondations de l'ancien ouvrage, aucune variante n'était autorisée sur la position et le nombre des appuis.

II.1 Caractéristiques de la variante retenue

La solution retenue est une variante proposée par BOUYGUES TP. Il s'agit d'un ouvrage mixte dont la charpente est composée de quatre poutres-caissons réalisées en profilés du commerce et non entretoisées en section courante. La géométrie de la dalle est identique à celle de la solution de base du

DCE et l'entraxe des poutres de 2,5 m n'est pas modifié. Seule la hauteur de charpente est légèrement diminuée, passant de 95 cm à 91,5 cm (voir figure n°9).

L'analyse de la variante a été menée par la Division Ouvrages d'Art du Cerema Est. Pour cette étude, l'entreprise ARCELOR MITTAL, fournisseur des poutres-caissons pour la variante de Tonnoy, avait transmis des références d'ouvrages construits en Allemagne. Depuis, un ouvrage de ce type avait été réalisé en France à Dunkerque (article du volume 69 n°5 des annales du bâtiment et des travaux publics de 2017) [1].

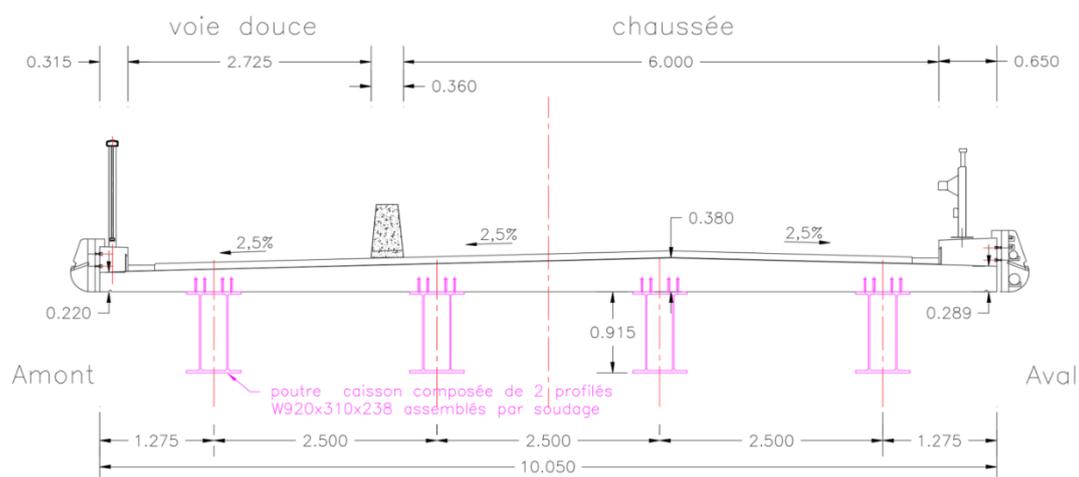


Figure n°9 : Coupe transversale de la solution proposée par BOUYGUES TP

Les profilés retenus pour la fabrication des caissons ne sont pas des produits courants. Des poutres laminées W920x310x238 sont proposées à la remise de l'offre et seront remplacés pour des raisons d'approvisionnement, pendant les études d'exécution, par des profilés UB914x305x238 quasiment identiques (voir figure n°10). Le caisson est réalisé au moyen de deux soudures longitudinales.

Les trois couches du système de protection anticorrosion ont été appliquées en usine sur les faces visibles des caissons par l'entreprise KLEINLUX. Seules quelques reprises localisées ont été nécessaires sur chantier.

La nuance de l'acier est modifiée par rapport au DCE, S460 au lieu de S355, pour pallier notamment à la diminution des épaisseurs de semelle. Pour la semelle inférieure, on passe ainsi de 70mm en travée pour les PRS prévus au DCE à 25.9mm pour les profilés choisis.

La largeur finale de semelle proposée est quasiment identique à celle prévue au DCE (61 cm au lieu de 60 cm) mais la résistance au tranchant est doublée par rapport à une épaisseur courante grâce à la présence de deux âmes (2x16.5mm d'épaisseur en tout), ce qui amène également une meilleure stabilité de la charpente à la pose par grutage. Mais surtout, la forme fermée en caisson induit une inertie de torsion beaucoup plus importante qu'un profilé en i, ce qui permet la suppression des entretoises courantes.

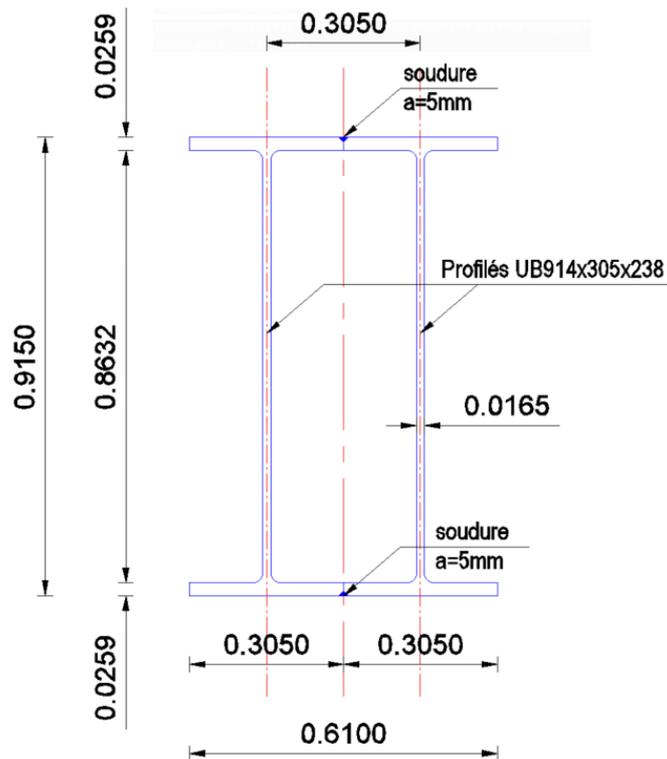


Figure n°10 : Coupe transversale d'une poutre-caisson

L'entretoisement sur appuis n'est pas réalisé avec des pièces de pont métalliques mais avec des entretoises en béton armé. La suppression des entretoises courantes et le remplacement des pièces de pont métalliques sur appuis par des entretoises en béton armé permettent de supprimer tous les assemblages soudés sur chantier habituellement réalisés dans un ouvrage mixte classique. La figure n°11 permet de visualiser la géométrie d'une entretoise sur pile telle qu'elle était prévue dans l'offre.



Figure n°11 : Vue d'une entretoise sur pile (les dés de vérinage ne sont pas visibles sur cette image)

Le mode de liaison proposé entre poutre-caisson et entretoise est repris de l'article sur la construction du pont du Triangle à Dunkerque (voir figure n°12). Le transfert de charges des poutres aux entretoises béton est effectué par les goujons horizontaux soudés sur les platines verticales d'about des caissons. Les soudures des goujons sont placées dans la section verticale correspondant au tranchant maximal et reprennent un cisaillement très important.

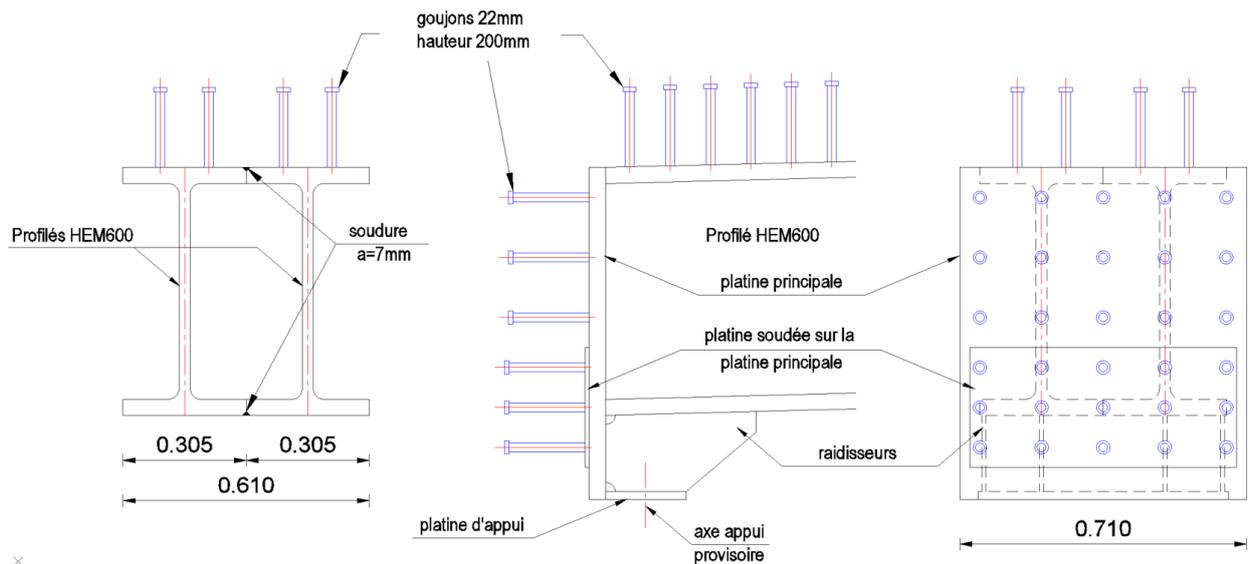


Figure n°12 : Connexion caisson/entretoise utilisée sur le pont du triangle à Dunkerque

II.2 Compléments demandés lors de la mise au point du marché

Les discontinuités longitudinales dans la charpente métallique n'étant pas courantes dans les ouvrages mixtes hyperstatiques, des compléments ont été demandés lors de la mise au point du marché.

Afin de renforcer la liaison « mixte » caisson/entretoise, il a été demandé à l'entreprise de proposer une liaison avec prolongement des poutres-caissons à l'intérieur des entretoises et de prévoir des connecteurs horizontaux soudés sur les âmes. Cette adaptation nécessitait également des perçages dans l'âme pour permettre le passage d'une partie des aciers longitudinaux de l'entretoise.

Une demande complémentaire concernait l'augmentation de hauteur des entretoises pour permettre la mise en place d'aciers de frettage entre les prolongements de poutres et les appareils d'appui.

Le principe de ces adaptations accepté par l'entreprise à la mise au point du marché est représenté sur la figure n°13.

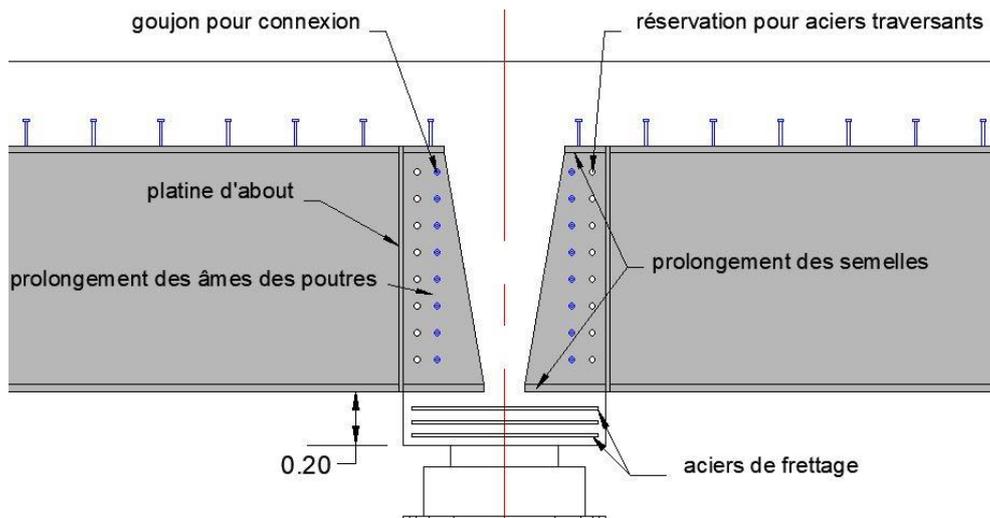


Figure n°13 : Proposition d'adaptation de la connexion poutre-caisson / entretoise béton retenue pendant la mise au point du marché

Afin de prévenir une défaillance éventuelle des liaisons caisson/entretoise, une vérification supplémentaire a été demandée à la mise au point du marché pour s'assurer de la justification vis-à-vis de la flexion de chaque travée dans un fonctionnement isostatique. Le logiciel ACOBRI de prédimensionnement des poutres utilisé pour justifier la variante a permis de vérifier que les profilés prévus étaient suffisamment résistants pour fonctionner de façon isostatique en démontrant que le moment de calcul sollicitant était inférieur au moment plastique résistant.

III. Etudes d'exécution

Les études d'exécution de l'intégralité du nouveau pont - charpente métallique et génie civil - ont été réalisées par le bureau d'études COGECI.

III.1 Reprise des abouts des poutres-caissons

Pendant les études d'exécution, afin d'améliorer la conception et la mise en œuvre du ferrailage vertical - très dense - des entretoises à l'arrière des poutres-caissons, l'entreprise a proposé de simplifier les liaisons caisson/entretoise proposées à la mise au point du marché.

La nouvelle disposition, illustrée par la figure n°14, consiste à ne conserver que les âmes des poutres dans le béton armé, les semelles inférieures et supérieures étant arrêtées avant la platine verticale. Cette disposition évite la présence de soudures dans le plan de cisaillement maximal et supprime la gêne qu'auraient occasionné, au ferrailage et au bétonnage, des semelles pénétrant dans l'entretoise. L'effort tranchant étant transmis par les âmes, cette adaptation a été validée.

La demande d'augmentation de hauteur des entretoises, qui a été satisfaite, a permis de faciliter la mise en œuvre de tôles verticales diffusant la compression amenée par la semelle inférieure du caisson dans le béton de l'entretoise sur pile, comme représentées sur le schéma de droite de la figure n°14, immédiatement au-dessus des deux cotations « 0,305 ».

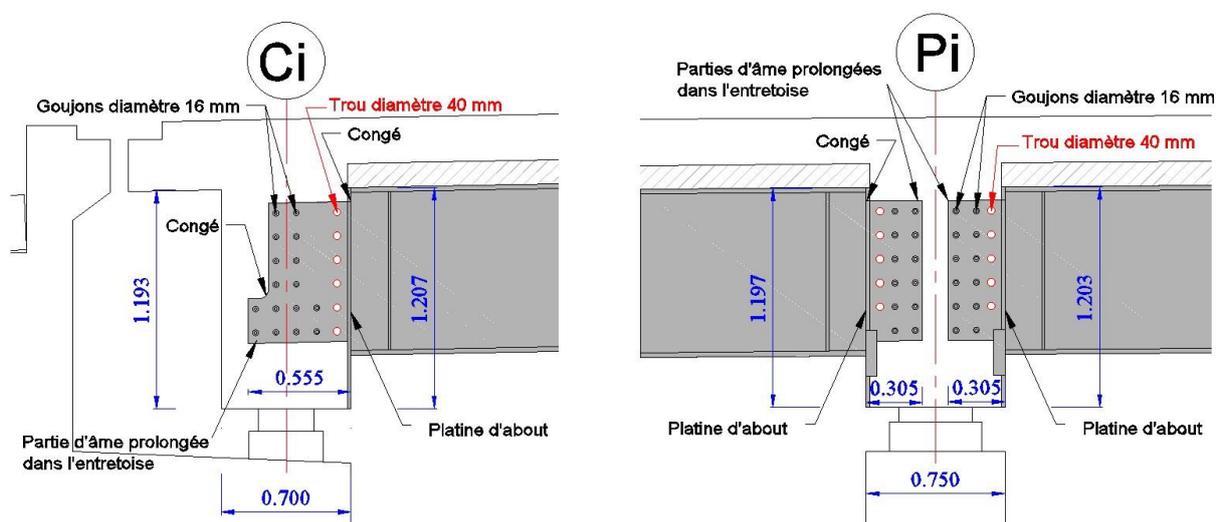


Figure n°14 : Connexion définitive poutre-caisson/entretoise béton, à gauche sur culée, à droite sur pile

III.2 Justifications de la charpente métallique

Modèle de calculs

Pour l'étude des efforts longitudinaux de la charpente, l'ouvrage a fait l'objet d'une modélisation en 3D sur le logiciel ST1 (voir figure n°15).

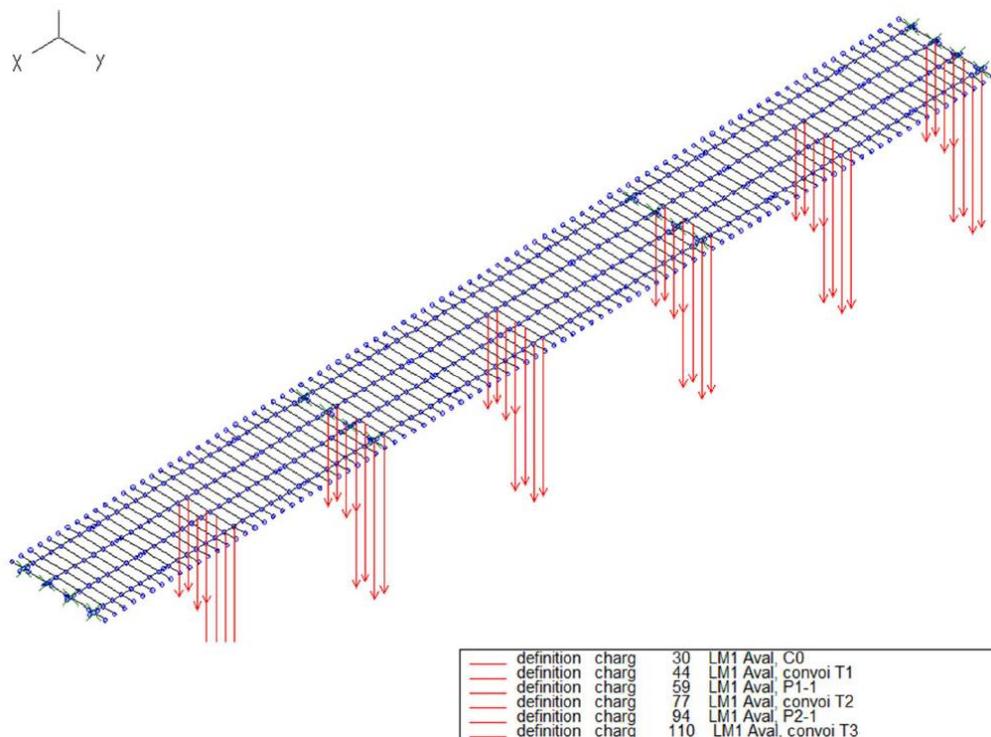


Figure n°15 : Modèle ST1 3D (extrait de la note de modélisation de COGECI)

Sollicitations longitudinales

Les justifications complètes ont été effectuées en appliquant le phasage d'exécution c'est-à-dire avec une phase isostatique pour les charges appliquées avant durcissement du béton des entretoises (poids des poutrelles et de la dalle) et un schéma hyperstatique pour les charges appliquées après (poids des superstructures, effets des surcharges).

Les poutres ont également été justifiées vis-à-vis de la vérification supplémentaire demandée à la mise au point du marché qui est dimensionnante pour le critère du moment plastique ELU à mi-travée.

Cette vérification n'a pas nécessité de changer les profilés prévus, un dépassement très faible (1,4%) du moment plastique résistant à mi-travée pour la poutre-caisson la plus sollicitée, la poutre 4, étant accepté.

Autres justifications

Quasiment dépourvue d'assemblages, la charpente métallique présente peu de détails de fatigue en comparaison avec une structure mixte traditionnelle comportant des éléments transversaux et des PRS avec changements de sections.

Mises à part les soudures longitudinales entre profilés permettant la constitution des poutres-caissons et les fixations des goujons sur la semelle supérieure intéressant l'ensemble du linéaire de charpente, les principaux assemblages soudés se trouvent en extrémités et concernent les liaisons entre poutres-caissons et platines verticales d'about.

Les détails de fatigue les plus contraignants pour les justifications sont donc situés à proximité des appuis où la valeur du coefficient d'endommagement λ et les amplitudes de variations de contraintes sont moins élevées qu'en travée.

Le risque d'initier des fissures de fatigue paraît moins important que pour un ouvrage mixte traditionnel, ce qui n'empêche pas d'intégrer des dispositions constructives comme la réalisation de congés de raccordement à l'endroit de la découpe des semelles (voir figure n°14).

Les épaisseurs très fines des profilés permettent également d'écarter le risque de rupture fragile.

Méthode de calcul de la répartition transversale entre poutres

Le modèle 3D réalisé sur ST1 par le bureau d'études d'exécution avec des barres longitudinales représentant les poutres-caissons et des barres transversales figurant le hourdis supérieur a permis de répartir directement les charges sur les quatre poutres. L'inertie de torsion des poutres caisson a alors été négligée de façon sécuritaire pour les justifications en flexion longitudinale.

Le contrôle des études d'exécution a été mené avec un modèle 2D plus simple utilisant la méthode de répartition transversale de Guyon-Massonnet préconisée pour les structures non entretoisées [2]. La vérification des poutres-caissons sous sollicitations longitudinales a montré que ce recalcul était sécuritaire vis-à-vis de la modélisation 3D du bureau d'études d'exécution, validant ainsi ses justifications.

Les deux modèles ont été réutilisés pour la réalisation et la vérification de la note de calculs des épreuves de chargement. La figure n°16 décrit les flèches calculées suivant les deux méthodes de calcul de répartition transversale et les flèches mesurées par l'agence de Nancy du Cerema Est, sur chaque talon de poutre pour le chargement sollicitant la travée 2 à mi-travée.

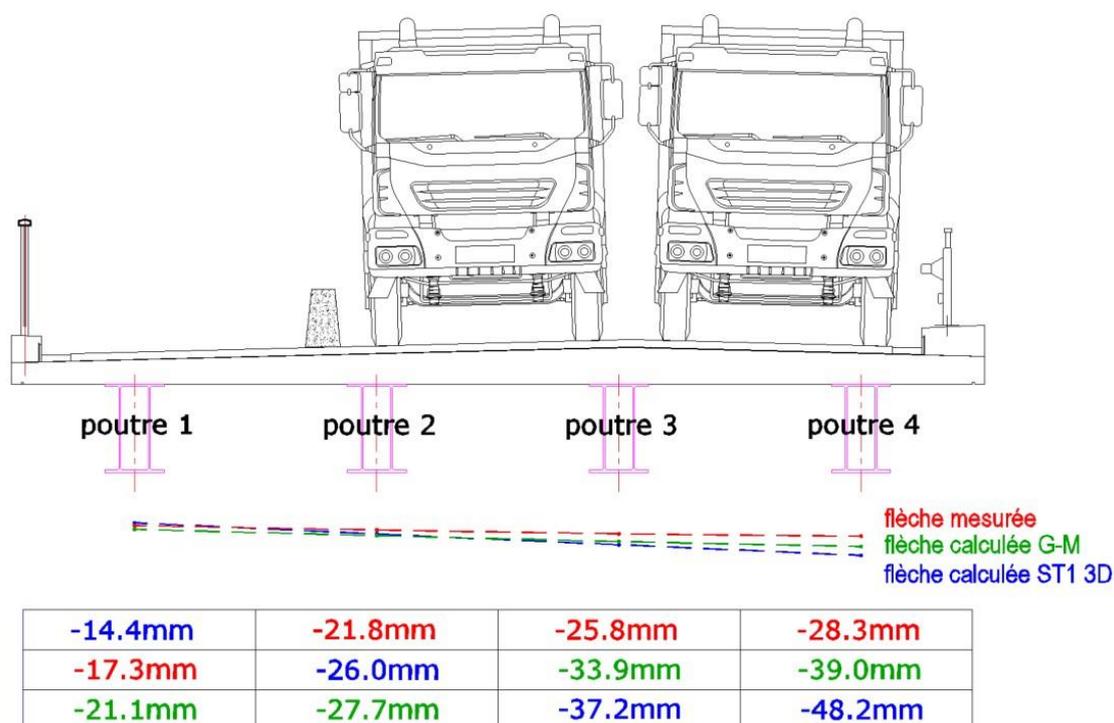


Figure n°16 : Flèches à mi-travée de la travée centrale avec quatre camions de 32 tonnes

Les déformations mesurées sont globalement plus faibles que les valeurs calculées sauf avec le modèle ST1 3D dans le cas de la poutre 1 qui n'est pas située sous le chargement.

La comparaison des courbes présentant les déformations sous chaque poutre montre que la courbe des flèches mesurées possède une pente similaire à celle joignant les flèches calculées par la méthode de Guyon-Massonnet alors que la courbe des valeurs trouvées par le modèle ST1 3D présente une inclinaison plus forte.

Les efforts sont donc en réalité mieux répartis entre les quatre poutres que suivant le modèle de calcul ST1 3D. Le choix de la modélisation utilisée pour les calculs des études d'exécution apparaît comme sécuritaire puisque cette méthode donne les efforts longitudinaux les plus importants pour une poutre (poutre 4).

On notera que pour la vérification des poutres en cisaillement, l'inertie de torsion est au contraire à prendre en compte dans la modélisation afin de ne pas minimiser les valeurs de sollicitations utilisées pour les justifications. Ce critère n'est cependant pas déterminant pour la justification des poutres-caissons compte-tenu de leur forte résistance en cisaillement.

Dispositions constructives

Pour la réalisation du hourdis, l'entreprise a proposé le recours à des prédalles collaborantes (98 en tout), technique plus adaptée que l'utilisation d'un équipement mobile.

La présence de parties en encorbellement a nécessité la conception de deux types de prédalles :

- des prédalles classiques reposant de 5 cm sur les bords des deux poutres-caissons centrales représentées en bleu sur les figures n°17 et 18,
- des prédalles avec porte-à-faux reposant sur une poutre centrale et sur une poutre de rive dissociées en deux sous-types (orange et verts sur les figures n°17, 18 et 18bis) du fait que les deux coffrages verticaux de longrines n'ont pas la même hauteur.

Cette technique a abouti à une connexion continue entre charpente et hourdis pour les deux poutres centrales et à une connexion discontinue nécessitant la réalisation de fenêtres dans les prédalles pour les poutres de rive (voir figures n°17, 18 et 18bis).

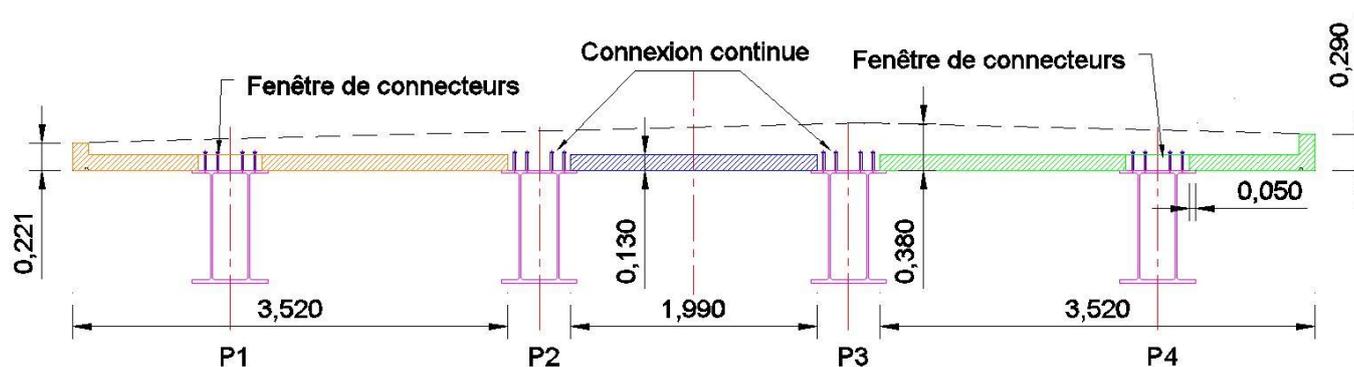


Figure n°17 : Coupe transversale du tablier – Disposition des prédalles



Figure n°18 : Calepinage des prédalles

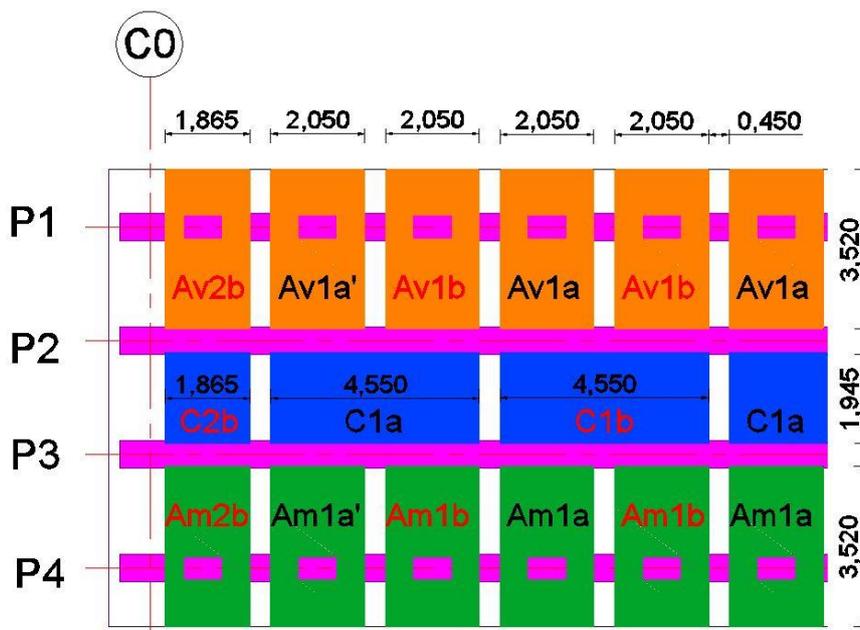


Figure n°18bis : Détail des prédalles côté C0

Concernant la connexion des poutres au hourdis, l'utilisation de fenêtres de connexion est souvent source de conflits entre les aciers passifs horizontaux traversant les fenêtres et les goujons verticaux soudés sur les semelles supérieures des poutres lors de la mise en place des prédalles. Pour permettre les recouvrements dans les zones de clavage entre aciers en attente, il faut également prévoir le décalage en plan des ferrillages entre deux prédalles adjacentes (voir figure n°19 avec prédalles de ferrillage type A et type B). La mise en place sans conflit des prédalles est garantie par un calepinage minutieux du ferrillage et par une bonne exécution de la préfabrication.

L'entreprise a proposé de réaliser un décalage transversal alterné des goujons sur les poutres de rive de 1.75 cm de chaque côté de l'axe longitudinal, ce qui a permis de centrer les goujons par rapport à la maille carrée du ferrillage quel que soit le type de prédalle, comme le montre la figure 19. Cette proposition a été acceptée en considérant notamment que ceci est sans effet sur la reprise du glissement longitudinal à l'interface poutre/hourdis.

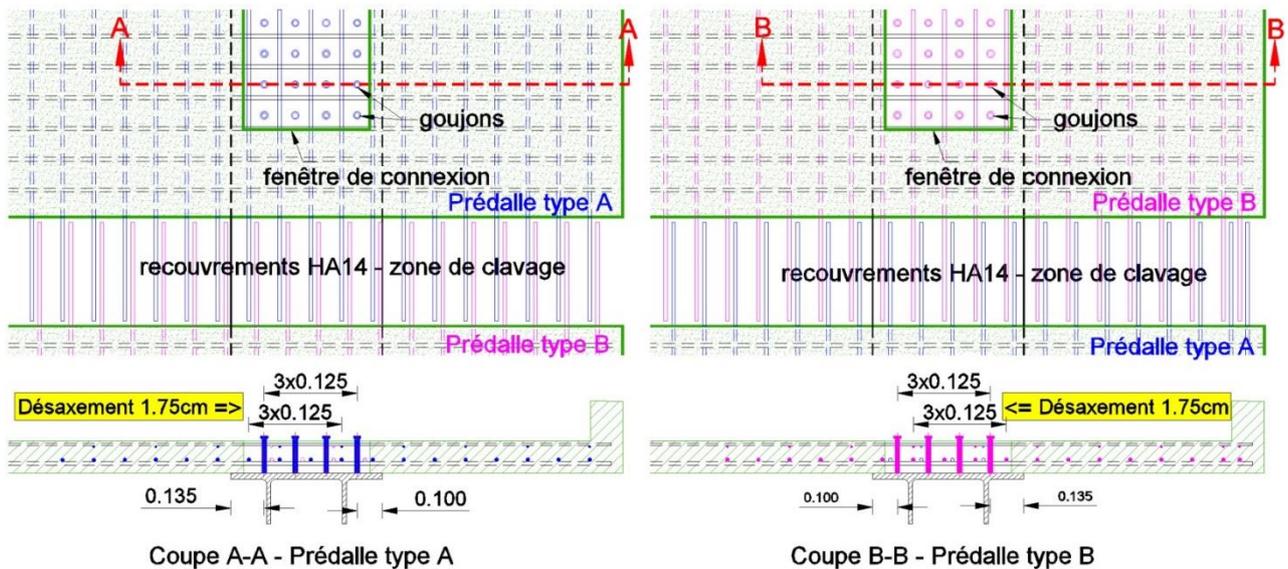


Figure n°19 : Adaptation de la connexion des poutres de rive

Justifications du hourdis et des entretoises en béton armé

Le ferrailage transversal du hourdis, calculé en cumulant les moments de flexion globaux (effets de répartition des charges entre poutres) et locaux, est comparable à celui d'un ouvrage à entretoises courantes (HA16 et HA14 $e=12.5$ cm respectivement en faces inférieure et supérieure).

Une étape importante des études d'exécution concerne le calcul du ferrailage des entretoises et leur liaison avec les abouts des poutres-caissons.

Le renfort du ferrailage longitudinal du hourdis lié au moment négatif sur pile n'a nécessité qu'une augmentation d'un diamètre pour la nappe supérieure avec un passage de HA20 $e=0.125$ m courant à HA25 $e=0.125$ m sur 9m au droit de chaque pile.

Le dimensionnement des aciers longitudinaux des entretoises requiert la mise en place de 5 HA25 sur les faces horizontales complétés par 6 HA20 sur chaque face latérale. Le ferrailage d'effort tranchant nécessite un pas resserré à proximité des appareils d'appui et des emplacements de vérinage (cadres HA16 $e=0.125$ m).

Entre les platines d'about de deux poutres, 20 étriers verticaux et 24 étriers horizontaux sont disposés autour des goujons pour assurer la bonne transmission des efforts entre les goujons et l'entretoise. Entre deux poutres, des aciers complètent le ferrailage précédent pour permettre la diffusion des efforts ponctuels de réaction de l'appareil d'appui et de compression de la semelle inférieure (étriers HA14 et 26 filants HA16) (voir figure n°20).

Le ferrailage des entretoises atteint un ratio de 278 kg/m³ pouvant entraîner des difficultés de bétonnage.

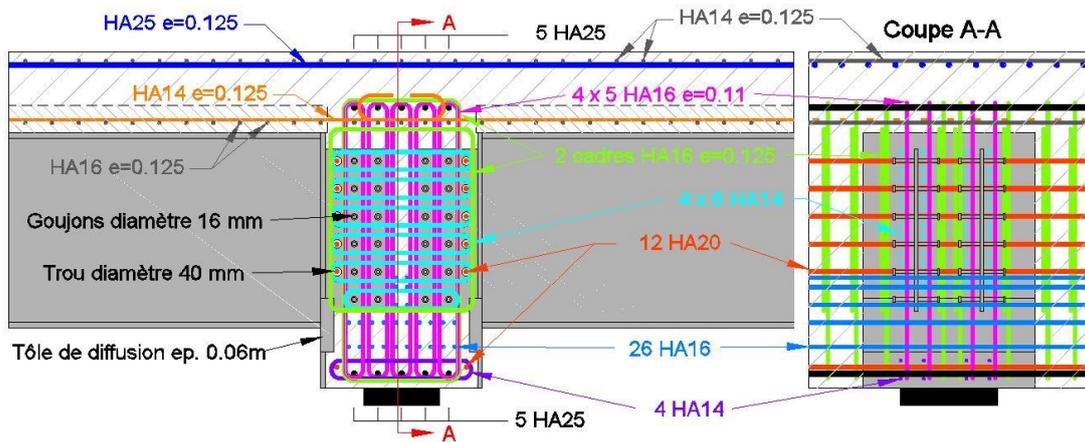


Figure n°20 : Principe de ferrailage du hourdis et des entretoises sur piles

Le recours aux prédalles pour la réalisation du hourdis a limité la mise en œuvre des coffrages aux entretoises et aux clavages transversaux du tablier. Pour fixer les coffrages des clavages en sous-face du tablier, des réservations ont été insérées avant bétonnage des prédalles en usine (voir figure n°21).

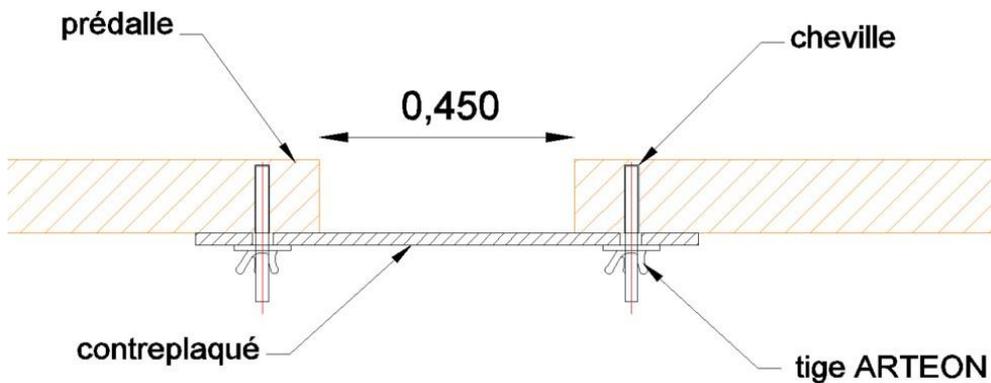


Figure n°21 : Coupe de principe du coffrage des clavages

Le bétonnage du hourdis supérieur a été effectué la semaine du 23 au 30 septembre 2019 en trois phases, conformément à la figure n°22 :

- phase 1 : bétonnage de la travée 3 + entretoise sur C3,
- phase 2 : bétonnage de la travée 1 + entretoise sur C0,
- phase 3 : bétonnage de la travée 2 et des entretoises sur P1 et P2.

Ce phasage a permis de laisser une durée minimale de séchage de trois jours entre chaque travée. Un coffrage vertical provisoire était mis en place pour bétonner les entretoises en fin de phase.

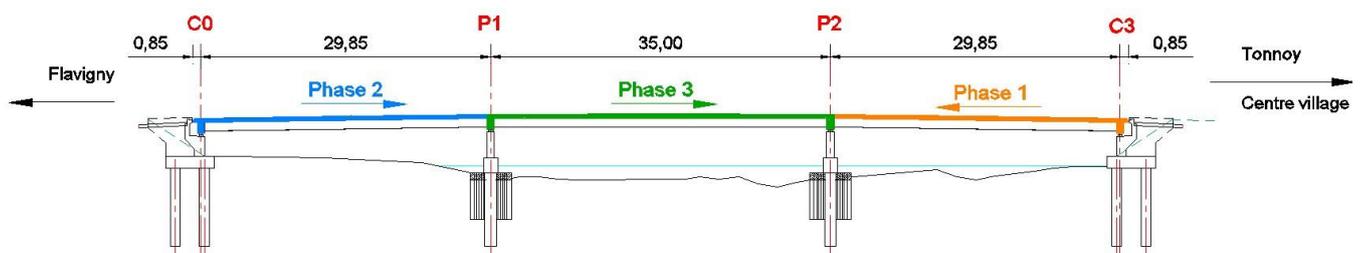


Figure n°22 : Phasage de bétonnage du tablier

IV. Travaux

Les travaux se sont déroulés de mi-avril à mi-décembre 2019. Ils ont été réalisés sous la direction de l'entreprise BOUYGUES TP. La maîtrise d'œuvre a été conduite en interne par le Conseil départemental de Meurthe-et-Moselle assisté par la DOA du CEREMA Est pour le contrôle des études d'exécution et par l'agence de Nancy du CEREMA Est pour les contrôles de chantier.

IV.1 Travaux préalables à la construction du tablier

La première partie des travaux comporte la démolition de l'ouvrage existant (entreprise XARDEL) et la réalisation des fondations (entreprise DURMEYER) et appuis. Ces tâches ont été effectuées au moyen de pistes d'accès en rivière qui ont également permis la mise en place et le retrait des appuis provisoires ainsi que la pose des éléments préfabriqués du tablier (poutres-caissons et prédalles).

IV.2 Charpente métallique

Les poutres-caissons constituées de profilés laminés ont été fabriquées par ARCELOR MITTAL à l'usine de Differdange au Luxembourg et acheminées sur chantier par convois exceptionnels sur une distance d'environ 150 km.

Des appuis provisoires implantés sur les semelles de fondation des appuis définitifs ont permis de poser les poutres par grutage en attendant le bétonnage des entretoises (voir figures n°23 et 24).

Une grue a été positionnée sur l'estacade en rivière pour les travées 1 et 2 alors que les poutres de la travée 3 ont été grutées depuis l'arrière de la culée C3. Les poids des colis étaient de 14 tonnes en travées de rive et de 16,5 tonnes en travée centrale.



Figure n°23 : Pose des poutres à la grue sur les appuis provisoires



Figure n°24 : Vue des appuis provisoires devant une culée

La figure n°25, qui montre les quatre poutres déjà posées sur deux travées, met en évidence l'importante courbure dans le plan vertical des poutres, visible avant construction du hourdis supérieur et pose des équipements. Celle-ci résulte à la fois du profil en long de l'ouvrage (rayon de 2 375m) et de la contreflèche calculée pour compenser la flèche amenée par les charges permanentes qui ne sont pas encore appliquées à ce stade.

Des contreventements provisoires sont mis en place en extrémités par groupe de deux poutres afin de se prémunir du risque de déversement (voir figure n°26).



Figure n°25 : Vue des poutres posées sur les deux premières travées



Figure n°26 : Vue des contreventements entre poutres



Figure n°27 : Détail d'about des poutres-caissons

IV.3 Hourdis supérieur et entretoises

La mise en place des prédalles par grutage est facilitée par les dispositions de décalage alterné des goujons sur les semelles des poutres de rive, permettant leur bonne implantation sans recourir à des déformations ou suppressions de goujons. Les colis à gruter sont relativement légers, le poids maximal n'excédant pas 3 tonnes (voir figure n°28).

Le hourdis présentant une épaisseur variable, les cadres ouverts verticaux en attente des aciers longitudinaux de la nappe supérieure de la dalle ont des hauteurs qui varient dans le sens transversal (voir figure n°29).



Figure n°28 : Vue des prédalles de rive



Figure n°29 : Vue générale des prédalles posées sur les poutres

La mise en place du ferrailage pour les parties coulées en place nécessite de commencer par les entretoises et de terminer par le hourdis (voir figure n°30).



Figure n°30 : Vue générale du ferrailage supérieur du hourdis



Figure n°31 : Détail du ferrailage d'une entretoise sur pile

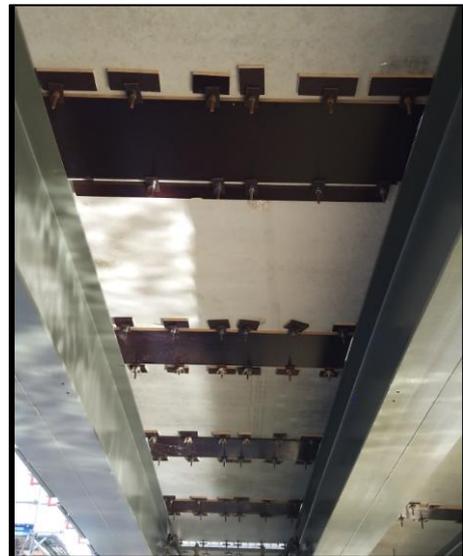


Figure n°32 : Vue du coffrage des clavages transversaux

La principale difficulté du ferrailage des entretoises résulte de l'exiguïté de l'espace disponible et de la quantité importante d'armatures à mettre en œuvre (figure n°31). La méthodologie consiste à préassembler les cadres et étriers afin d'en faciliter la mise en place. Les barres longitudinales sont insérées depuis les extrémités des entretoises. Elles doivent être prévues en plusieurs tronçons lorsqu'elles sont croisées.

Les coffrages inférieurs prévus pour la réalisation des clavages transversaux sont mis en place puis démontés à l'aide d'une nacelle positive ou d'une passerelle mobile roulant sur les semelles inférieures des poutres suivant la présence ou l'absence de remblais en rivière sous la travée (voir figure n°32).

Les bétonnages du hourdis supérieur ont été réalisés au moyen de camions pompes depuis les rives de la Moselle.

La densité de ferrailage des entretoises complique les possibilités de faire descendre le tube plongeur et les aiguilles vibrantes pendant le bétonnage des entretoises. Malgré ces difficultés, leur état de surface s'est révélé satisfaisant après décoffrage (voir figure n°33).



Figure n°33 : Vue d'une entretoise sur pile après décoffrage



Figure n°34 : Vue de l'ouvrage terminé

V. Conclusions

Les structures mixtes multipoutres non entretoisées représentent une solution alternative aux tabliers mixtes traditionnels avec entretoises courantes.

Pour le chantier de Tonnoy, le coût des travaux de remplacement de l'ouvrage sur la Moselle par ce type de structure s'est avéré légèrement moins élevé que celui de la solution de base du DCE en tablier quadripoutre mixte régulièrement entretoisé.

Le délai d'exécution représente cependant le gain le plus appréciable pour le Maître d'Ouvrage puisqu'il est passé de douze mois contractuels à huit mois effectifs grâce notamment au temps économisé sur la réalisation de la structure (absence de travaux d'assemblage de charpente sur chantier, mise en peinture quasi complète de la charpente en usine et hourdis réalisé rapidement grâce à l'utilisation de prédalles), ce qui a permis de rétablir la circulation routière plus vite que prévu.

La construction de ce type d'ouvrage nécessite toutefois d'apporter un grand soin aux études et à la réalisation de la préfabrication (poutres et prédalles) qui concerne une partie importante de la structure.

Plusieurs types de liaisons sont possibles entre les poutres métalliques et les entretoises en béton armé. La liaison par prolongement des âmes de poutres dans les entretoises avec une connexion par goujons et passage des aciers filants horizontaux à travers la tôle a été choisie afin d'écartier le risque éventuel de rupture par effort tranchant. Ce choix a toutefois contribué à complexifier le ferrailage des entretoises et à en augmenter la densité qu'il conviendra de réduire dans les prochaines réalisations afin de faciliter le bétonnage.

Bien que la technique des ponts mixtes sans entretoises courantes soit assez répandue dans certains autres pays d'Europe, le pont de Tonnoy est l'un des premiers ouvrages de ce type réalisés en France.

Le Conseil départemental de Meurthe-et-Moselle a déjà reconduit l'expérience des ponts multipoutres mixtes non entretoisés puisqu'un deuxième ouvrage de ce type présentant des portées similaires a été

construit en 2021 pour permettre le franchissement de la Meurthe par la RD116 sur le ban communal de Rosières-aux-Salines.

VI. Principaux intervenants

Maître d'ouvrage : Conseil départemental de Meurthe-et-Moselle

Maître d'œuvre Etudes et travaux : Conseil départemental de Meurthe-et-Moselle

Assistance au maître d'œuvre : CEREMA Est (DOA de Metz pour les études et Agence de Nancy pour le contrôle extérieur des travaux)

Entreprise mandataire : BOUYGUES TP

Sous-traitant Démolition/Pistes d'accès : XARDEL Démolition

Sous-traitant Fondations profondes : DURMEYER

Fourniture des poutres-caissons : ARCELOR MITTAL

Bureau d'études d'exécution : COGECI

VII. Principales quantités mises en œuvre dans le tablier

Volume de béton coulé en place (hourdis + entretoises) : 240 m³

Volume des prédalles : 90 m³

Poids des aciers passifs : 83 000 kg

Poids des aciers de charpente : 180 tonnes

Poids des connecteurs : 2 400 kg

Surface de peinture : 1 150 m²

VIII. Références bibliographiques

[1] Reconstruction du pont du triangle à Dunkerque – Exemple d'efficacité pour les ouvrages d'art courants - Zanon R., Pulverin C., Paolacci F. – Article du volume 69 n°5 des annales du bâtiment et des travaux publics de 2017

[2] Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Barès - R. Barès et C. Massonnet - Dunod - 1966



L'expertise de la rupture d'un câble de précontrainte extérieure du viaduc de Sylans, sur l'A40

Un exemple d'Ingénierie Forensique

D. Germain ^{1 puis 4}, **P.A. L'Hôte** ², **J.P. Marion** ³, **R. Pittet** ³, **A. Roibet** ^{2 puis 5}

¹ Cerema Centre-Est (DLL/OASMD), 25 avenue François Mitterrand, 69674 BRON cedex

² Quadric (groupe Artelia), 14 route du Grand Lyon - 01700 NEYRON, pierre-alain.lhote@quadric.arteliagroup.com

³ APRR, Direction Infrastructure Patrimoine Environnement, 36 rue du Docteur Schmitt - 21850 SAINT APOLLINAIRE, jeanphilippe.marion@aprr.fr, romain.pittet@aprr.fr

⁴ Ministère chargé des transports, Direction des Mobilités Routières, Sous-direction des Financements innovants et du Contrôle des concessions Autoroutières, chargé du domaine Ouvrages d'Art, 25 av. François Mitterrand - 69674 BRON cedex, didier.germain@developpement-durable.gouv.fr

⁵ IXO – Ingénierie et eXpertise des Ouvrages, 22 avenue Lionel Terray - 69330 JONAGE, adrien.roibet@ixo-france.fr

Résumé

Les ponts en béton précontraint à précontrainte extérieure, développés à partir des années 1950 et ayant connu un remarquable essor à partir des années 1970, constituent une famille d'ouvrages durables et robustes, comme en témoignent les premiers ouvrages construits avec cette technique et toujours en service.

Cependant, quelques ruptures de câbles de précontrainte extérieure ont été constatées depuis le début des années 2000, pour la plupart dues à de mauvaises injections au coulis de ciment, en termes de qualité de coulis ou de qualité d'exécution du remplissage des conduits, notamment près des ancrages.

Dans le cas du viaduc de Sylans, l'injection est d'excellente qualité et les causes de la rupture d'un câble, survenue le 2 novembre 2015, sont à rechercher ailleurs, en particulier sur l'efficacité de l'étanchéité des conduits qui contribue pour beaucoup à la durabilité de ses câbles très exposés.

Cet article décrit l'ouvrage et son environnement, les conditions de la découverte du désordre, les mesures d'urgence mises en œuvre, puis l'expertise de la rupture et l'opération de réparation du câble.

Les conclusions de l'expertise ainsi que la découverte d'autres cas similaires (ruptures ou câbles très fortement corrodés) ont conduit le réseau scientifique et technique du ministère (Cerema et UGE/Ifsttar), sous l'impulsion et en partenariat avec les gestionnaires concernés, à constituer un groupe de travail national pour centraliser les retours d'expériences en vue d'alimenter les documents de référence méthodologiques et de stimuler la recherche de méthodes d'auscultation et de réparation liées à ces phénomènes.

I. Présentation sommaire du viaduc de Sylans

Construit entre 1986 et 1988, le viaduc de Sylans, situé dans la vallée qui mène de Nantua à Bellegarde, porte l'autoroute A40 au PR 114,000. Il présente un tracé sinueux à flanc de montagne et comporte de fait deux demi-ouvrages décalés de 15 m en plan et de 10 m en altitude (ouvrage Nord, sens Genève → Bourg-en-Bresse, plus haut que l'ouvrage Sud) (voir figure n°1).

Long de 1266 m, le viaduc est composé de 21 travées de 60 m de longueur. Son profil en long est en pente constante de 2 %. Le tracé en plan présente un rayon de courbure minimal de 450 mètres.



Figure n°1 : Vue d'ensemble de l'ouvrage

La structure de chaque tablier est de type poutre-caisson de hauteur constante (4,17 m), en béton précontraint, mais de conception innovante avec des âmes en treillis de X en béton, précontraintes verticalement (voir figures n°2 et 3).

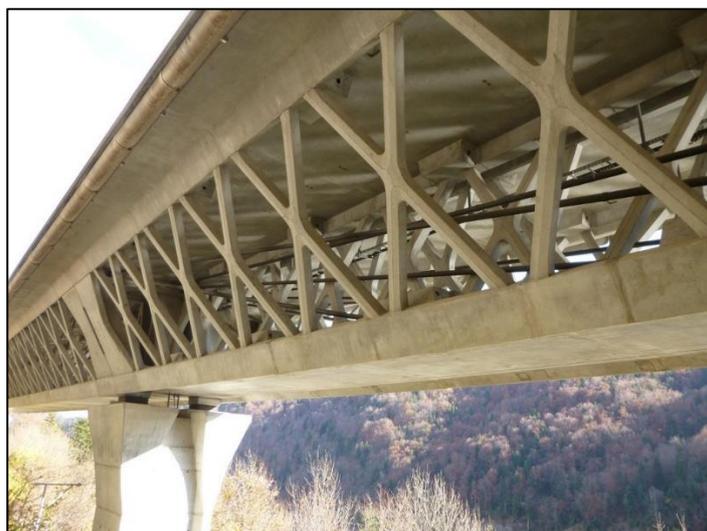


Figure n°2 : Vue rapprochée d'un des tabliers de l'ouvrage

Chaque travée de 60 m a été réalisée par assemblage de 14 voussoirs préfabriqués à joints conjugués collés, à l'aide d'une poutre de lancement et par l'intermédiaire de câbles de précontrainte intérieure au béton.

Une famille de câbles de précontrainte extérieure au béton assure la continuité des travées et la reprise des charges de superstructures et de circulations. Cette seconde famille comporte un nombre de câbles variable selon les travées :

- Travées de rive : 2 x 5 câbles côté culée ; 2 x 6 câbles côté pile
- Travées intermédiaires : 2 x 6 câbles

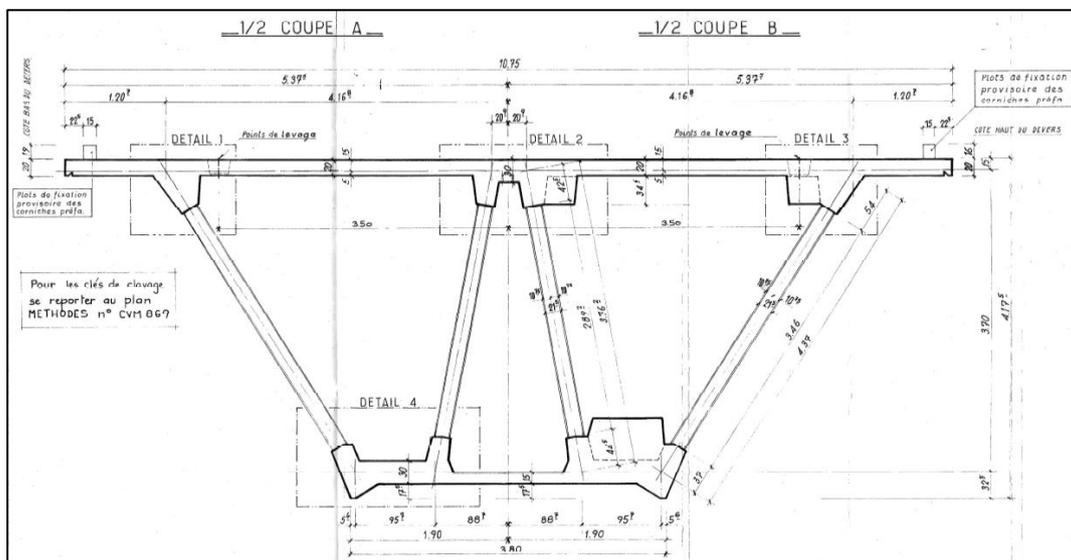


Figure n°3 : Coupe transversale d'un tablier

Ces câbles sont tous situés à l'intérieur de l'épure du caisson, mais les âmes étant très ajourées, ils sont exposés aux agressions extérieures, notamment au brouillard salin provenant des chaussées lors des opérations de viabilité hivernale (voir figure n°4). Il s'agit majoritairement de câbles de type 12T15S à torons nus et de quelques (20 %) câbles 10T15S en mono-toron gainé graissé, dans des conduits en PEHD de 90 mm de diamètre extérieur, raccordés par manchonnage et injectés au coulis de ciment.

La maîtrise d'ouvrage du viaduc de Sylans est assurée par la société APRR.

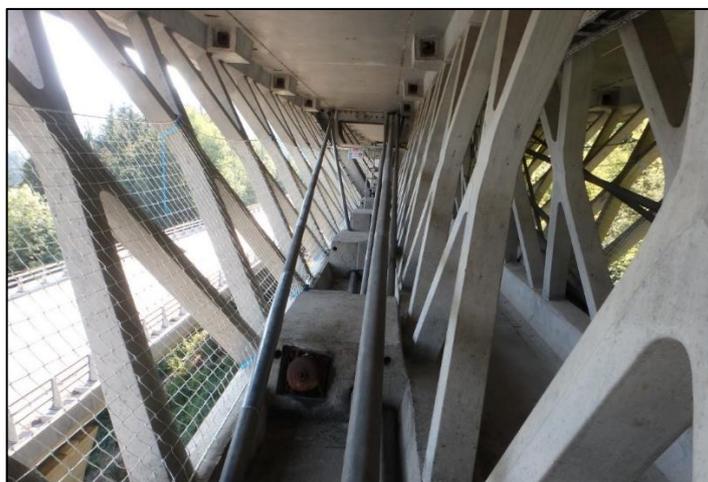


Figure n°4 : Vue de l'intérieur d'un caisson et de la précontrainte extérieure

II. Incident et problématique

Un câble de précontrainte extérieure du viaduc de Sylans (A40) a été découvert rompu le lundi 2 novembre 2015 lors d'une intervention de maintenance d'équipements (voir figure n°5).

Les premières constatations ont été effectuées par les services de maîtrise d'ouvrage, le bureau d'études Quadric et le Cerema. Des mesures immédiates d'exploitation ont été prises en conséquence pour assurer la sécurité des usagers.

Ce désordre intervient sur une structure particulière, de conception innovante et souffrant déjà de quelques pathologies, notamment concernant les X constituant les âmes, a priori mineures mais ayant fait précédemment l'objet d'expertises et de recalculs.

Tout l'enjeu consiste alors à identifier les causes de la rupture de ce câble et estimer rapidement la probabilité que d'autres câbles souffrent de la même pathologie et les conséquences de cette rupture (et d'autres éventuellement à venir) sur la capacité portante de l'ouvrage et donc sur son niveau de service.



Figure n°5 : Câble rompu

III. Mesures concernant l'exploitation de l'ouvrage

III.1 Mesures d'urgence

Lors de la constatation de l'évènement le 2 novembre 2015 par les services APRR, le repérage du câble rompu a immédiatement été réalisé sur le tablier Nord afin de cibler la travée et le côté du caisson impacté. Une neutralisation de la voie rapide a été mise en place temporairement dans l'attente de la visite d'expertise et de l'avis technique du bureau d'études Quadric sur la portance résiduelle de l'ouvrage.

Suite à l'avis technique favorable du bureau d'études et à la validation du concédant (FCA) sur les mesures prises, le tablier Nord a pu être remis en service sur toute sa largeur le 6 novembre 2015. Néanmoins, une surveillance quotidienne des câbles a été mise en place dès le 5 novembre 2015 et ce jusqu'au remplacement du câble rompu, pour s'assurer de l'intégrité des autres câbles.

Le remplacement du câble s'est inscrit dans le cadre d'une procédure d'urgence permettant le 20 novembre 2015 de déposer le câble rompu et le 27 novembre 2015 la mise en tension du nouveau câble.

III.2 Mesures à moyen terme

Suite à cet évènement, APRR a engagé entre 2015 et 2020 le diagnostic de l'ensemble des câbles des viaducs de Sylans et Glacières comprenant une inspection détaillée « Point zéro » des gaines en PEHD avec repérage des défauts sur fond de plans pour apprécier l'évolution des désordres d'inspection en inspection. Des travaux de réparation des gaines en PEHD ont été entrepris à l'issue de ce diagnostic pour protéger les câbles de la corrosion. L'évaluation de la corrosivité du site a montré une ambiance agressive issue de la viabilité hivernale avec un apport de brouillard salin principalement du tablier Sud vers le tablier Nord.

Compte tenu des désordres survenus sur ce type d'ouvrage, APRR a engagé une étude de criticité pour apprécier la robustesse de l'ouvrage et distinguer les situations acceptables, alarmantes ou critiques. Suite à cette étude effectuée deux mois après la rupture du câble, il a été confirmé que la circulation pouvait être conservée sur toute la largeur de la plateforme même avec un câble rompu. Désormais, l'ouvrage considéré robuste pourra être maintenu en service même sous la rupture d'un câble sans dommage collatéral avéré et à l'appui d'une visite technique.

IV. Evaluation de la capacité portante résiduelle – Analyse des risques

Dans les premiers jours suivant la découverte de la rupture, l'objectif a été d'évaluer dans un délai court l'incidence d'un câble en moins sur la portance de l'ouvrage afin de statuer sur la possibilité d'une remise en service de la 2^{ème} voie de circulation. Une analyse rapide a été conduite sur la base des notes de calculs et des plans d'exécution de l'époque de la construction. Cette analyse a permis d'estimer rapidement les effets globaux de flexion longitudinale (contraintes normales et remontée d'effort tranchant) suite à la rupture du câble. Ce calcul rapide ayant montré que l'effet de la perte d'un câble restait limité (environ -1 MPa dans le caisson) et acceptable compte tenu des marges de sécurité du dimensionnement d'origine, il a permis de motiver la décision de lever la restriction de circulation.

Dans un second temps, une analyse plus fine a pu être menée à l'aide du modèle éléments finis 3D de Setec TPI sur le logiciel Pythagore afin d'évaluer la robustesse de la structure en configuration dégradée, c'est-à-dire avec un ou plusieurs câbles rompus (voir figure n°6). Ce modèle comporte à la fois des éléments finis de type coques pour modéliser les hourdis inférieur et supérieur et des éléments de type poutres pour modéliser les X et leurs nervures d'ancrage. L'enjeu était notamment d'analyser les effets locaux dans le caisson et plus particulièrement la résistance des X en béton précontraint qui ne pouvaient être vérifiée de manière simplifiée.

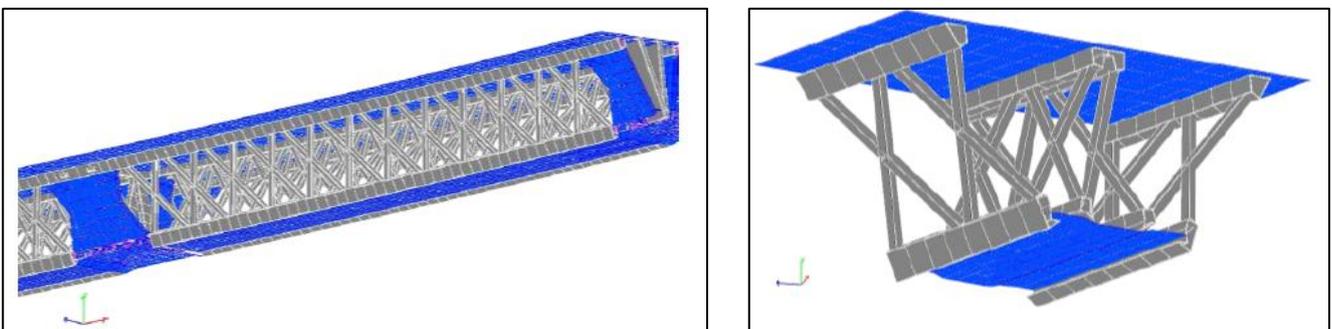


Figure n°6 : Vue du modèle éléments finis poutres et coques sous Pythagore

Les câbles extérieurs présentant un tracé fortement incliné à proximité des appuis, ils sont essentiels pour assurer le relevage de l'effort tranchant et réduire les sollicitations dans les diagonales en plus d'assurer

leur rôle de précontrainte longitudinale, ce que ne permet pas la précontrainte intérieure qui reste rectiligne en membrure supérieure. En ce sens, les câbles extérieurs sont des éléments majeurs pour la sécurité des tabliers. La vérification des diagonales et de l'absence de risque de rupture en chaîne par reports successifs était donc primordiale (voir figure n°7).

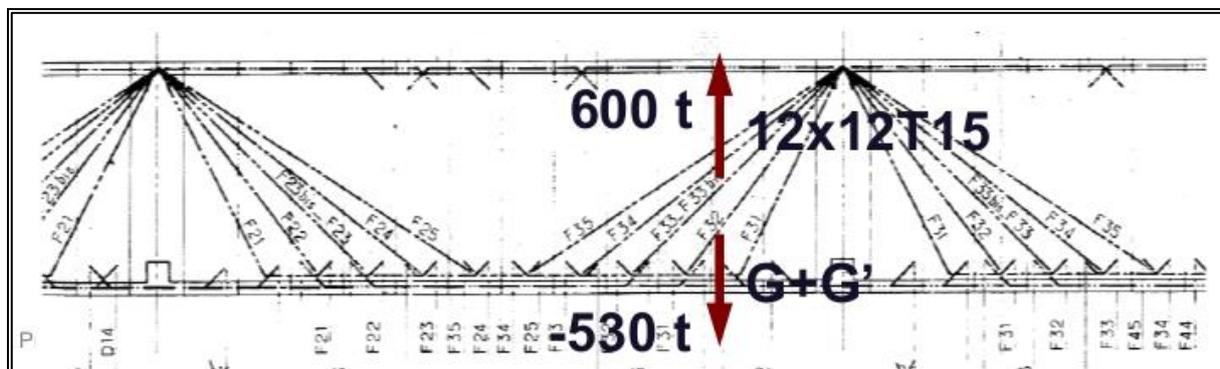


Figure n°7 : Schéma de câblage de la précontrainte extérieure et principe de relevage de l'effort tranchant sur appui

Le bureau d'études Quadric a étudié différents scénarios de câbles conjoints rompus avec différentes positions de câbles concernés (1 ou 2 câbles, indifféremment répartis sur l'ouvrage). Ces scénarios ont été étudiés par Setec TPI.

L'étude de ces scénarios a permis de montrer qu'aucun problème majeur n'est à craindre en cas de rupture d'un seul câble extérieur et que la rupture d'une paire de câbles reste admissible pour les X, y compris avec le trafic routier (voir figure n°8). De manière plus globale, il a été mis en évidence que le tablier dispose d'une robustesse à la rupture importante, les premiers effets critiques se faisant sentir au-delà de deux câbles extérieurs rompus.

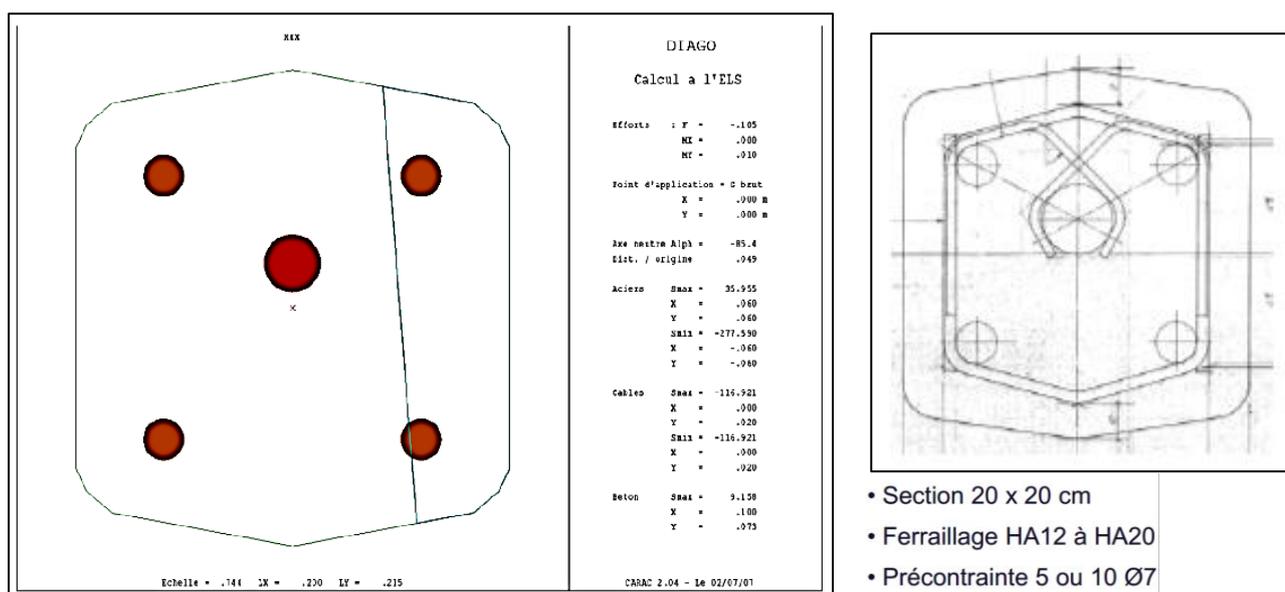


Figure n°8 : Calcul de vérification de sections menés sur une diagonale de X

En définitif, les analyses de la capacité portante résiduelle ont permis d'obtenir des résultats rassurants vis-à-vis d'un hypothétique risque de ruine globale en cas de rupture de câbles extérieurs. Elles ont notamment montré que le viaduc pouvait être maintenu en circulation sans gravité avec un câble en moins, en attendant son remplacement par un câble neuf.

V. Auscultations et surveillance de l'ouvrage

Les paragraphes qui suivent ne présentent que les actions en lien avec la précontrainte extérieure. D'autres actions de surveillance liées à la géotechnique ou aux pathologies sur les X sont en place sur cet ouvrage mais ne sont pas décrites ici.

V.1 Surveillance de court terme

Un suivi quotidien de l'état des câbles a été mis en place du 5 novembre 2015 jusqu'au remplacement du câble rompu.

V.2 Surveillance de moyen et long terme

Une inspection détaillée ciblée des gaines en PEHD a été initiée en 2019-2020. Cette inspection sert de référence au suivi de plus long terme réalisé tous les 3 ans, à l'occasion des visites IQOA ou inspections détaillées dans le cadre de la surveillance normale de l'ouvrage.

Parmi les pistes de réflexion sur la stratégie d'entretien future de l'ouvrage, une piste concerne la mise en place d'une stratégie de surveillance accrue des câbles de précontrainte extérieure voire la possibilité d'une instrumentation permettant de maîtriser le risque de rupture d'un nouveau câble (instrumentation par capteurs acoustiques de détection de rupture de fil, voire par capteurs à fibre optique distribués (DAS)). Après réalisation d'une étude de valeurs permettant de comparer différents axes d'intervention, la mise en place d'une instrumentation à grande échelle a finalement été abandonnée au profit de futurs travaux de réparation et de protection du complexe gaine/coulis.

VI. Expertise de la rupture

Les paragraphes qui suivent présentent le diagnostic du câble rompu uniquement. D'autres investigations ou auscultations ont été menées sur les autres câbles de l'ouvrage pour élargir le diagnostic (auscultations électro-magnétiques, ouvertures de fenêtres...) mais ne sont pas présentées ici et pourront faire l'objet d'autres publications.

VI.1 Observations visuelles sur site

Le bureau d'études Quadric et les unités DOA (Division Ouvrages d'Art) et PSD (Pathologies des Structures et Diagnostic) du Cerema Centre-Est sont intervenus les 9 et 10 novembre 2015 lors du démontage du câble par l'entreprise.

Le câble rompu est le câble de précontrainte extérieure F3bis (sud), dans la travée P14-P15, à environ 10,50 m du voussoir sur pile P14. Il est de type 12T15S, soit 12 torons de 7 fils disposés dans des conduits en PEHD (diamètre extérieur 90 à 92 mm, épaisseur 6,6 mm), raccordés par des manchons électro-soudés, le tout injecté au coulis de ciment.

Zone de la rupture

La rupture s'est produite au droit d'un manchon de liaison entre deux tronçons de conduit en PEHD, dans la zone où le câble descend du déviateur supérieur sur pile pour rejoindre le premier déviateur inférieur en travée (voir figure n°9).

Les deux tronçons de part et d'autre de la rupture se sont écartés d'environ un mètre sous l'effet de la libération d'énergie. Le câble a glissé dans les déviateurs et s'est lové dans certaines zones entre bossages de déviation. L'ancrage coté P15 a été particulièrement affecté par l'onde de choc puisque le cachetage en béton a totalement éclaté à l'arrière du bloc d'ancrage. L'injection au coulis de ciment a été totalement détruite au droit de la section de rupture.

L'injection visible à l'intérieur des conduits amont et aval à quelques décimètres de la rupture ne semble pas présenter de vides importants ou de pâte blanche. Après découpage et ouverture du conduit, l'observation du coulis montre une très bonne injection, sans vide ni produit suspect, dans la zone du manchon M5. La bonne injection du conduit a été constatée visuellement dans toutes les sections tronçonnées du linéaire du câble déposé.

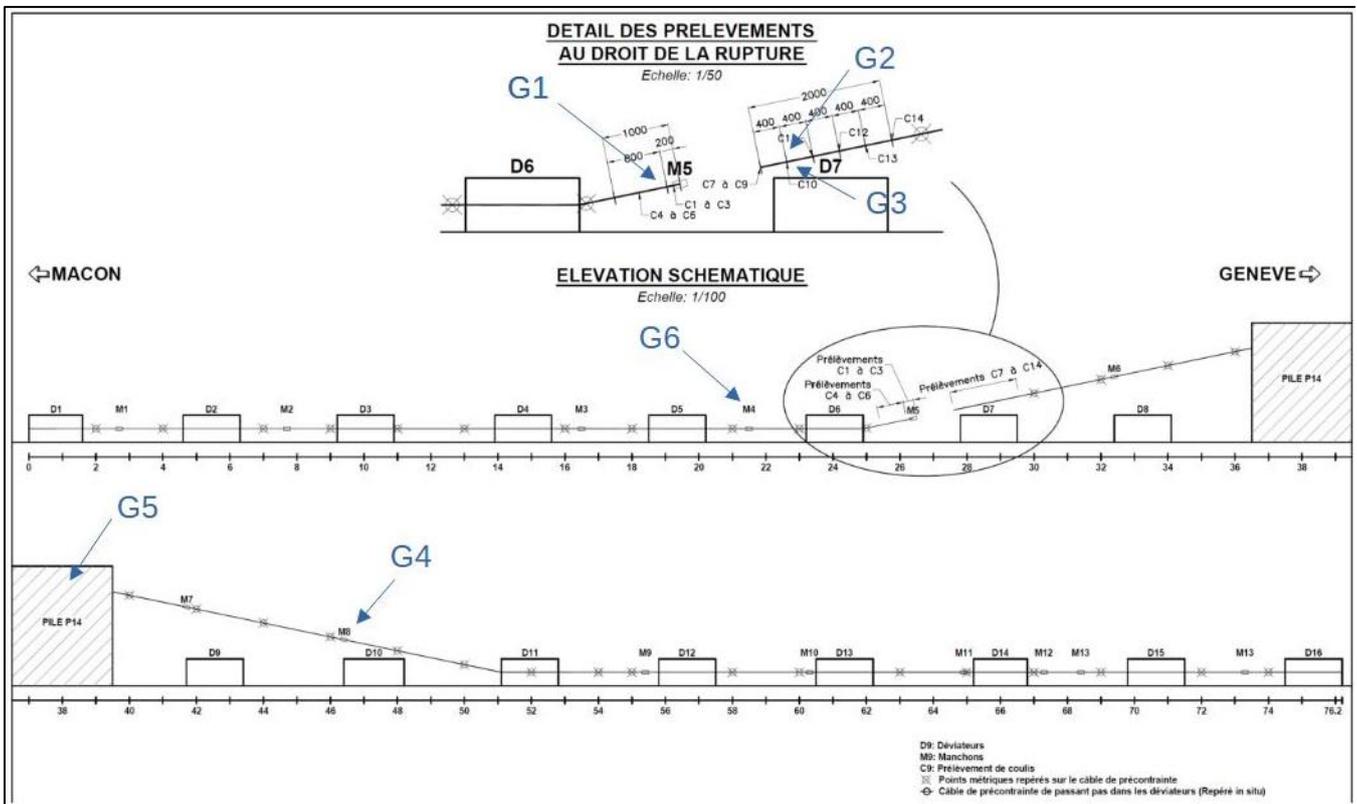
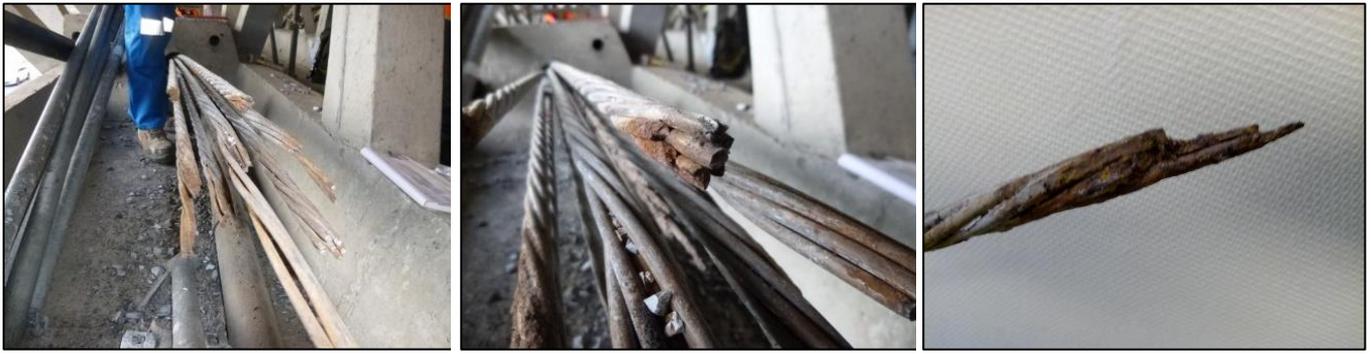


Figure n°9 : Plan de repérage du câble rompu

Dans la section rompue du câble, seuls quatre torons présentent une rupture par striction de tous les fils et peuvent être considérés comme intègres avant la rupture (voir figure n°10). Tous les autres torons présentent des pertes de section par corrosion. Ces dernières sont plus ou moins importantes selon les torons, allant de la perte de section sur quelques fils à la consommation totale du toron.



Zone de la rupture

Corrosion partielle

Consommation totale

Figure n°10 : Zone de rupture et état de corrosion des torons

Les torons les plus affectés par la corrosion semblent être ceux situés le plus à l'extérieur, c'est-à-dire en contact avec le conduit. Les zones de corrosion des torons s'étendent jusqu'à 60 cm à l'amont et 2,75 m à l'aval de la rupture, avec, selon les zones, de l'enrouillement ou des piqûres localisées.

Une analyse plus fine des faciès de rupture et des zones corrodées sur les torons a été réalisée par le laboratoire de Nantes de l'UGE/Ifsttar. Les résultats de cette analyse sont décrits plus loin. Lors de la découverte de l'incident, la rupture du câble était très récente (quelques semaines) puisque les derniers fils rompus avec striction n'avaient pas encore développé de corrosion au moment des premiers constats.



Amont



Piqûres localisées

Figure n°11 : Zones affectées par la remontée de corrosion coté amont



Vue générale Aval

Zone intermédiaire d'enrouillement

Figure n°12 : Zones affectées par la corrosion coté aval

Autres zones du câble rompu : déviateur D6 à l'aval de M5

Les observations lors de l'ouverture de cette section de câble montrent que le conduit était correctement injecté. Les torons sont globalement sains, à part quelques torons présentant un début d'enrouillement, sans perte de section, dans une zone qui s'étend jusqu'à 2,75 m à l'aval de la rupture.

Autres zones du câble rompu : manchon M8

Les observations lors de l'ouverture de cette section de câble montrent que le conduit était correctement injecté. Les torons sont sains et ne présentent que de très rares traces d'enrouillement très localisées (quelques millimètres) sans perte de section.

VI.2 Observations visuelles en laboratoire

Zone de la rupture : échantillonnage

Les conduits et manchons en PEHD récupérés sur site ont été découpés en plusieurs tronçons puis soumis à différentes observations et différents essais en laboratoire. Le texte ci-dessous précise les caractéristiques des tronçons de conduit dits G1 à G6, les zones de prélèvement sont repérées sur la figure n°9. Les tronçons, constats et photographies sont repérés sur cadran horaire (12h = génératrice supérieure du conduit, 6h = génératrice inférieure), en se plaçant face à l'élément observé.

Le conduit G1, d'une longueur approximative de 1,50 m, a été prélevé dans la zone située à l'aval de la rupture. Il comporte le manchon M5. Il a été tronçonné longitudinalement proche de la génératrice supérieure (à 11h sur le cadran).

Les conduits G2 et G3, d'une longueur approximative de 2 m, ont été prélevés dans la zone située à l'amont de la rupture. Ils ont été tronçonnés longitudinalement à 10h et 5h sur le cadran horaire et constituent respectivement les ½ conduits supérieur (G2) et inférieur (G3). Ils comportent tous deux des traces de soudage du manchon M5.

Le conduit G4, d'une longueur approximative de 2 m, a été prélevé dans une zone apparemment saine comportant le manchon M8.

Le conduit G5, d'une longueur approximative de 2 m, a été prélevé dans la zone de déviation dans le voussoir sur pile P14. Ce tronçon de conduit est supposé ne pas avoir été exposé aux UV.
 Le conduit G6, d'une longueur approximative de 2 m, a été prélevé dans une zone apparemment saine comportant le manchon M4.
 Chaque tronçon de conduit a ensuite été découpé en plusieurs sous-tronçons attribués aux différents laboratoires selon les indications du tableau ci-dessous.

Prélèvement	Cerema Lyon	Cerema Autun	UGE/Ifsttar Nantes	UGE/Ifsttar Marne-la-Vallée
G1		G1-1*	G1-1*	G1-1*
G2	G2-4	G2-2	G2-1	G2-3
G3		G3-2	G3-1	G3-3
G4	G4 pour faisabilité			
G5	G5-4	G5-2		G5-3
G6			G6-1	G6-3

* prélèvement analysé successivement par les trois laboratoires avant essais destructifs

Figure n° 13 : Répartition des échantillons entre les quatre laboratoires sollicités

Zone de la rupture : conduits et manchon

La face intérieure des conduits amont (G2 et G3) et aval (G1) est recouverte de produits de corrosion sur environ 15 cm de longueur. Des coulures et dépôts blanchâtres calcaires (attaquables à l'acide) sont présents sur la face intérieure des conduits (voir figure n°14).

Sur le tronçon aval (G1), le manchon est resté solidaire du conduit. Ce manchon a une largeur de 55 mm, une épaisseur de 5 mm environ (diamètre extérieur de 102 mm) et comporte deux spires métalliques périphériques (résistances électriques) pour la réalisation des soudures sur chaque tronçon de conduit.

Le manchon présente :

- Une fissure verticale du côté intérieur du caisson, d'environ 5 cm de hauteur en partie basse,
- Une blessure dans le quart supérieur extérieur.



Élément	Manchon	Manchon	Conduit amont
Défaut	Fissure annulaire	Blessure	Fissure longitudinale

Figure n°14 : Gros défauts identifiés

Le manchon ne semble pas correctement centré sur la zone de jonction entre gaines. Les traces de coulis d'injection à l'intérieur du manchon semblent montrer qu'il existait un espace entre les extrémités de conduits de plusieurs millimètres. Le recouvrement avec le conduit amont était donc assez faible et variable sur la périphérie.

Sur le tronçon amont supérieur (G2), le conduit présente une fissure horizontale à 4h sur le côté extérieur du caisson, d'environ 15 cm de longueur.

Les traces de manchonnage sont cohérentes avec les déductions faites de l'observation du manchon solidaire du tronçon aval. Des traces semblant provenir de la soudure sont visibles sur une largeur assez faible et variable en extrémité de conduit. Les observations avec loupe optique (grossissement x3,8) ont été menées essentiellement sur la soudure défectueuse entre le tronçon amont du conduit et le manchon et montrent que :

- Les éléments de conduit et le manchon n'étaient pas correctement positionnés,
- La soudure initiale n'était ni complète, ni étanche,
- La zone de raccordement a fait l'objet d'une tentative de re-soudage ultérieure à l'injection au coulis de ciment,
- La zone de raccordement a été sollicitée mécaniquement et blessée durant la tentative de re-soudage.

Les abouts des tronçons de conduit semblent avoir été correctement sectionnés et ne présentent pas de défaut géométrique notable. Par contre, le manchon n'est pas centré sur le joint entre les tronçons de conduit. Le recouvrement avec le conduit aval est de 31 mm. Les tronçons de conduit amont (G2 et G3) présentent une pénétration irrégulière dans le manchon sur la périphérie, variable de 15 à 19 mm.

Un espacement entre les tronçons de conduit amont/aval variable de 6 à 9 mm est visible et repérable par la présence d'une épaisseur de coulis ou d'un bourrelet de PEHD du manchon créé par le soudage. Cet écartement réduit la longueur de recouvrement entre le tronçon de conduit et le manchon, et le fait que cet écartement soit variable indique que l'alignement des conduits n'était pas parfait (voir figure n°15).

L'excentrement du manchon par rapport au raboutage des conduits, cumulé à l'espacement entre les abouts de conduit et au défaut d'alignement, conduit à n'avoir sur une partie de la périphérie qu'une très faible largeur de recouvrement et de soudage.

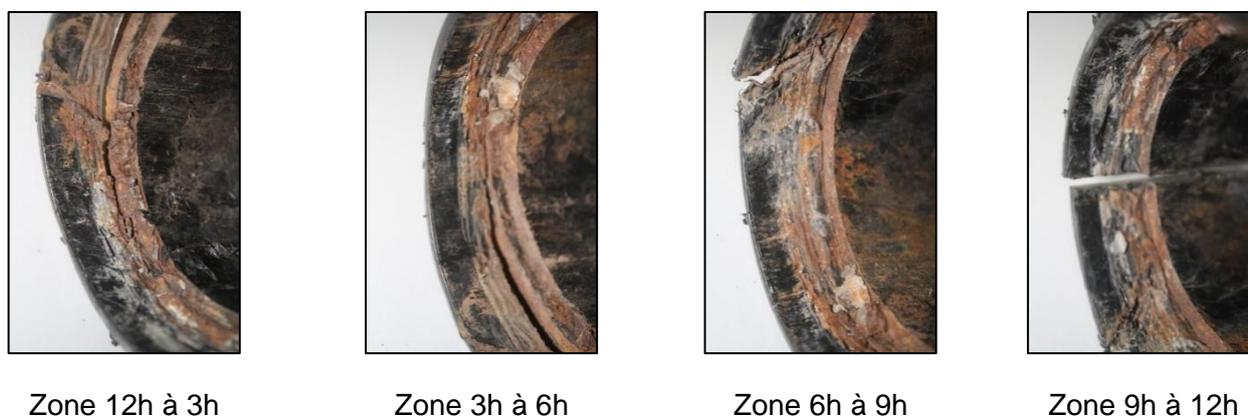


Figure n°15 : Photos montrant l'intérieur du manchon et son recouvrement avec le conduit amont

Les manchons sont équipés de témoins de soudure qui sortent lorsque le soudage est effectué correctement. Sur le manchon observé, le témoin n'était pas sorti du côté amont, ce qui témoigne de la mauvaise qualité du soudage de ce conduit (voir figure n°16).

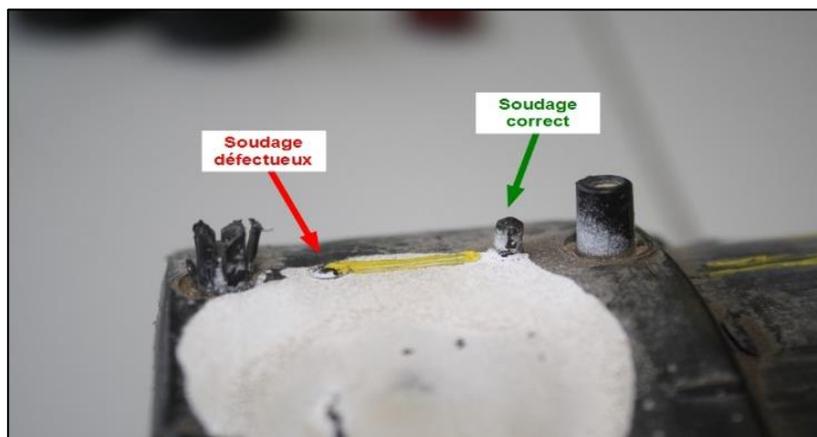


Figure n°16 : Observation des témoins de soudage

Les traces observées sur l'extrémité du conduit et l'intérieur du manchon montrent que la zone concernée par la soudure est de largeur très faible et variable sur la périphérie du conduit. Ces traces correspondent d'ailleurs plus à un collage par chauffe qu'à un réel soudage puisqu'il n'y a eu que très peu d'arrachement du PEHD lors de la rupture du câble (voir figures n°17 et 18).

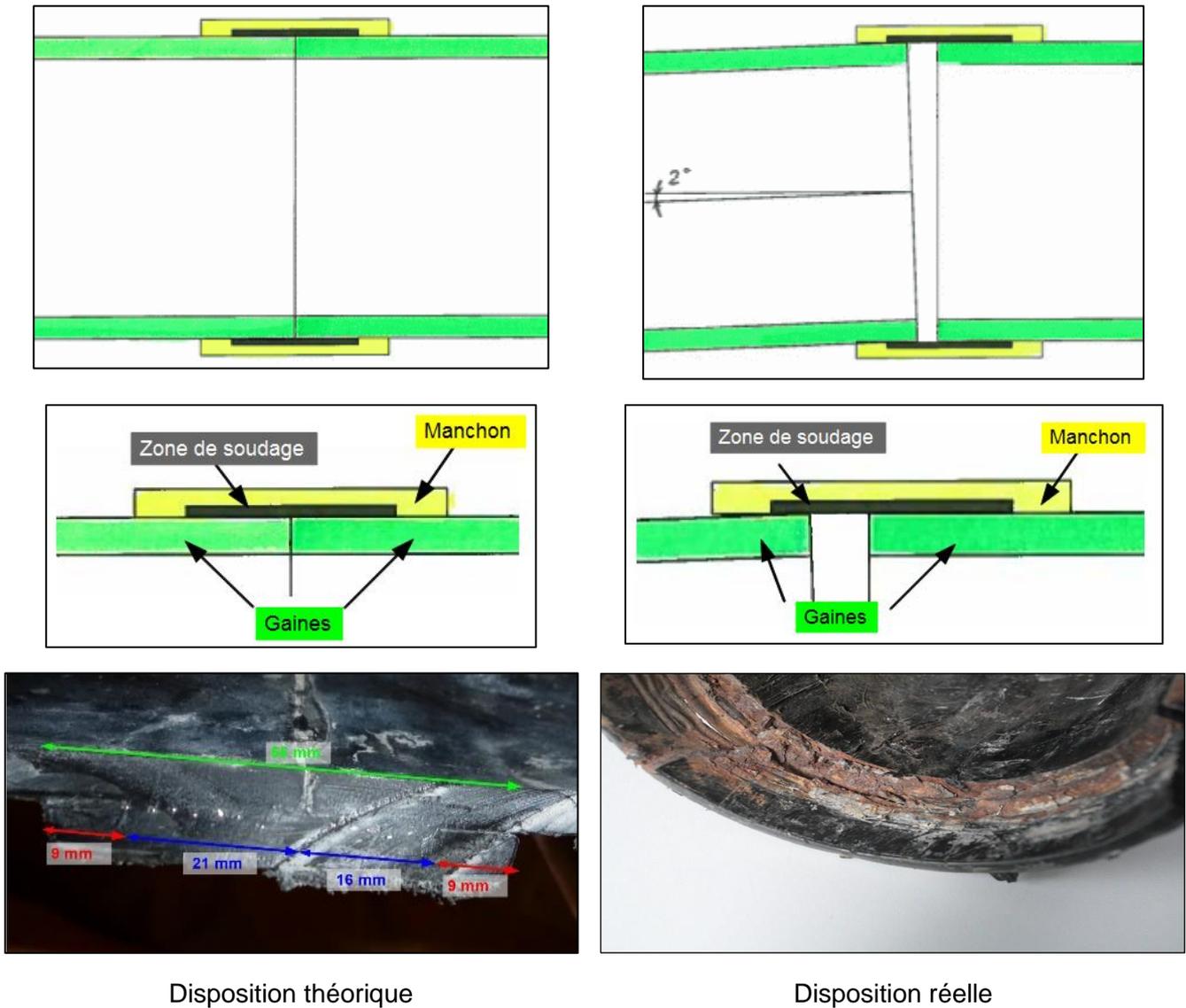
Position	3h	4h	6h	7h30	9h	12h
Largeur chauffée	9 mm	6 mm	10 mm	4 mm	7 mm	9 mm

Figure n°17 : Largeurs de soudage/collage relevées sur l'extrémité du conduit



Figure n°18 : Observations des soudage/collage de l'extrémité du conduit

Le défaut d'alignement permet globalement d'expliquer ces variations de largeur. En effet, l'angle entre le conduit et le manchon génère une différence de longueur de recouvrement entre les deux éléments, mais également un défaut de contact périphérique entre les deux parties à souder (voir figure n°19).



Disposition théorique

Disposition réelle

Figure n°19 : Illustration du défaut géométrique du manchonnage

L'examen à la loupe permet de constater que certains fils de résistance sont emprisonnés dans du coulis, et que l'on trouve également du coulis au sein de la matrice PEHD. Ce constat amène à penser que le PEHD a pu être refondu pendant ou après l'injection du coulis lors d'une tentative de reprise de l'électrosoudure (voir figure n°20).



Insertion de coulis dans le PEHD

Fil de résistance emprisonné dans le coulis

Figure n°20 : Présence du coulis dans la zone de soudage

Les ruptures et blessures observées sur le manchon comportent d'importants dépôts de produits de corrosion (voir figure n°21), ce qui semble montrer que ces blessures ne sont pas récentes et existaient sans doute avant la rupture du câble.

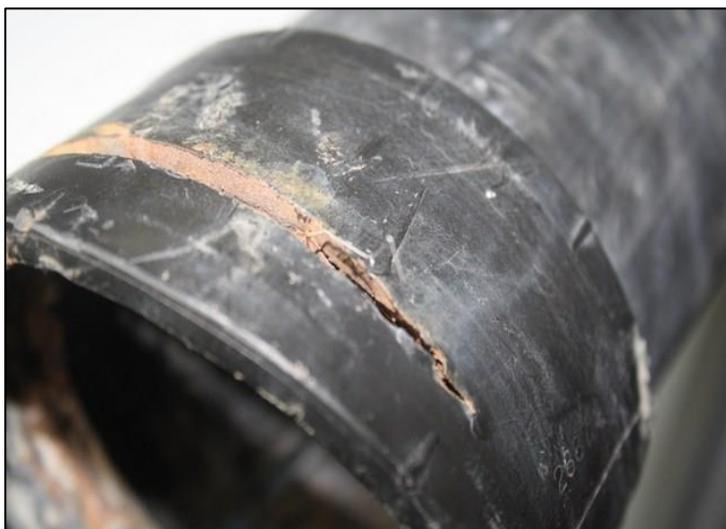


Figure n°21 : Présence de produits de corrosion

Zone de la rupture : torons

L'observation des faciès de rupture confirme que la dégradation du câble par corrosion de certains fils et torons a été initiée il y a très longtemps. Elle s'est poursuivie par des ruptures accompagnées d'une surcharge progressive des fils et torons adjacents jusqu'à la rupture finale récente des fils sains restants.

Trois familles de rupture sont identifiées :

- Des ruptures consécutives à la corrosion avec propagation d'une fissure au sein du fil,
- Des ruptures de fils sains par surcharge (faciès cup and cône ou cisaillement),
- Des ruptures par combinaison de corrosion et surcharge.

Le pourcentage de fils affectés par la corrosion est d'environ 50 %.

Ces observations semblent exclure une susceptibilité à la corrosion fissurante sous tension des torons de précontrainte (pas de fragilisation de l'acier par corrosion).

Le temps entre les premières infiltrations d'eau chargée de chlorures (dès la construction de l'ouvrage) et la rupture du câble est relativement long. La qualité de l'injection, du coulis et des aciers en place a sans doute joué un rôle important de protection durant cette phase, en retardant au maximum les effets de la corrosion.

Les coupes métallographiques et caractérisation métallurgique permettent de déterminer que les torons de type T15.7 sont composés de fils clairs non métallisés. La microstructure perlitique tréfilée est fine pour l'époque de production.

L'acier constitutif des fils présente un état inclusionnaire correct malgré la présence de quelques grosses inclusions (aluminates) ou de nodules (sur un fil). Des décohésions axiales de la microstructure ont été mises en évidence sur quelques fils dans les faciès de rupture en « fer de lance ». Ces défauts, issus de la fabrication du fil, présentent une taille importante et affaiblissent de ce fait la résistance des fils.

Les faciès corrodés présentent une pénétration longitudinale dans le matériau qui suit le cheminement des inclusions et/ou des joints de grains. Aucune fissure transversale n'a été mise en évidence tant sur le faciès qu'en surface proche des ruptures.

Autres zones du câble rompu : tronçon du manchon M10

Ce tronçon, situé en travée en position basse et horizontale du câble (voir figure n°9), comporte un orifice de purge non rebouché de 12 mm de diamètre à proximité du manchon (voir figure n°22).

Par rapport à la génératrice supérieure repérée avant démontage du câble, la position de cet orifice de purge serait latérale. La possibilité d'une rotation du câble lors de sa rupture n'étant pas exclue, il serait intéressant de constater sur place l'existence et la position de tels orifices non rebouchés sur les autres câbles.

A l'ouverture du conduit au droit de cet orifice, une zone de corrosion importante est découverte (voir figure n°23). Elle s'étend sur environ 20 cm et concerne six torons, dont un avec une perte de section importante équivalente à environ un fil.



Figure n°22 : Orifice non rebouché



Figure n°23 : Zone de corrosion au droit d'un orifice non rebouché

En poursuivant l'ouverture du conduit, côté opposé au manchon M10, on retrouve des quelques foyers de corrosion localisés sur trois torons (voir figure n°24).



Figure n°24 : Foyers de corrosion à environ 20 cm de l'orifice

En poursuivant l'ouverture du conduit sur ce même tronçon, mais coté manchon, un nouveau foyer important de corrosion est trouvé, sur une longueur d'environ 30 cm, concernant quatre torons, dont un présente une rupture de fil. Ces torons ont été envoyés à l'UGE/lfsttar pour une analyse plus fine de cette rupture.



Figure n°25 : Zones de corrosion avec rupture d'un fil

La figure 26 ci-dessous présente la synthèse des endommagements constatés au droit de cette purge non rebouchée.

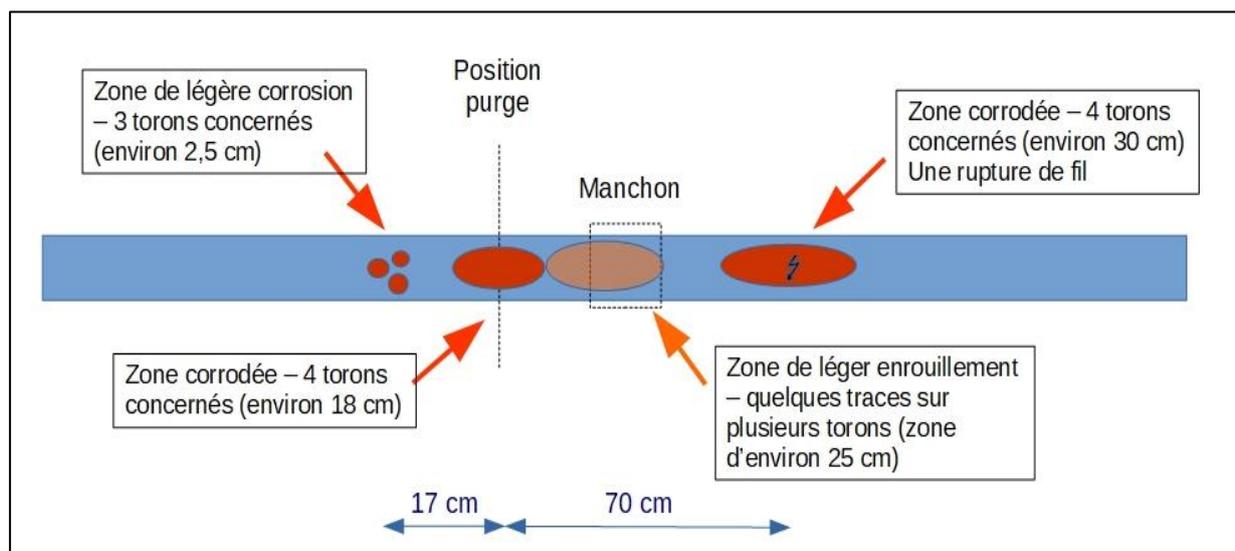


Figure n°26 : Schéma de la zone endommagée

Tout le tronçon de câble concerné par la corrosion au droit de la rupture de fil, soit 70 cm de longueur, a été transmis à l'UGE/lfsttar de Nantes. Les conclusions des observations, essais et analyses sont les suivantes (extraits du rapport d'expertise) :

- Les torons observés présentent des états différents, allant d'un état sain pour une moitié des échantillons à une corrosion importante avec perte de section pour au moins quelques fils sur les torons les plus atteints,
- La corrosion est localisée au maximum sur quelques centimètres en face externe et plus étendue et superficielle en face interne dans une même zone. Le nombre de fils corrodés pour une même zone est corrélé à la profondeur de l'attaque corrosive. L'attaque corrosive est caractérisée par la présence de cratères de dissolution qui peuvent se développer pour conduire à des pertes de section significatives. Les cratères de dissolution et les pertes de section importantes sont des zones d'amorçage de la rupture.
- Les caractéristiques mécaniques des torons sont peu influencées par les cratères de dissolution mais diminuent significativement dès lors que la perte de section est importante.
- Les essais de traction sur toron indiquent un abaissement important de la charge à rupture, en deçà de la limite élastique, dès lors qu'un fil a perdu une section significative.
- Il n'a été mis en évidence aucune fissure de corrosion sous contrainte.

N.B. Les caractéristiques mécaniques obtenues par les essais de tractions sont à prendre sous toute réserve car la faible longueur des échantillons a imposé de déroger aux normes d'essai de traction habituelles.

Il faut noter que les torons corrodés avec perte de section présentent une perte de capacité résistante allant de 22% à environ 50% pour le toron ayant un fil rompu. Ces pertes de capacité résistante ne sont pas du tout proportionnelles aux pertes de section constatées. Une hypothèse permettant d'expliquer ce résultat est l'introduction d'une flexion parasite locale au droit de la rupture du fil.

Autres zones du câble rompu : linéaire restant du câble

Tous les tronçons de câble restants ont été ouverts entre le 8 et le 14 novembre 2017.

Une fois le conduit en PEHD retiré, il est possible d'observer le coulis qui, sans doute fractionné par l'onde de choc lors de la rupture, se retire facilement en extrayant les torons progressivement.

Les observations faites lors de l'ouverture de l'ensemble du linéaire du câble confirment que le conduit était correctement injecté sur toute sa longueur, avec un très bon remplissage par un coulis qui semble homogène (voir figure n°27).



Figure n°27 : Bonne injection et torons sains

Les torons ont été minutieusement examinés un par un et sont globalement sains, à part quelques torons présentant un début d'enrouillement, sans perte de section, sur les fils de torons en contact avec le conduit (voir figure n°28).

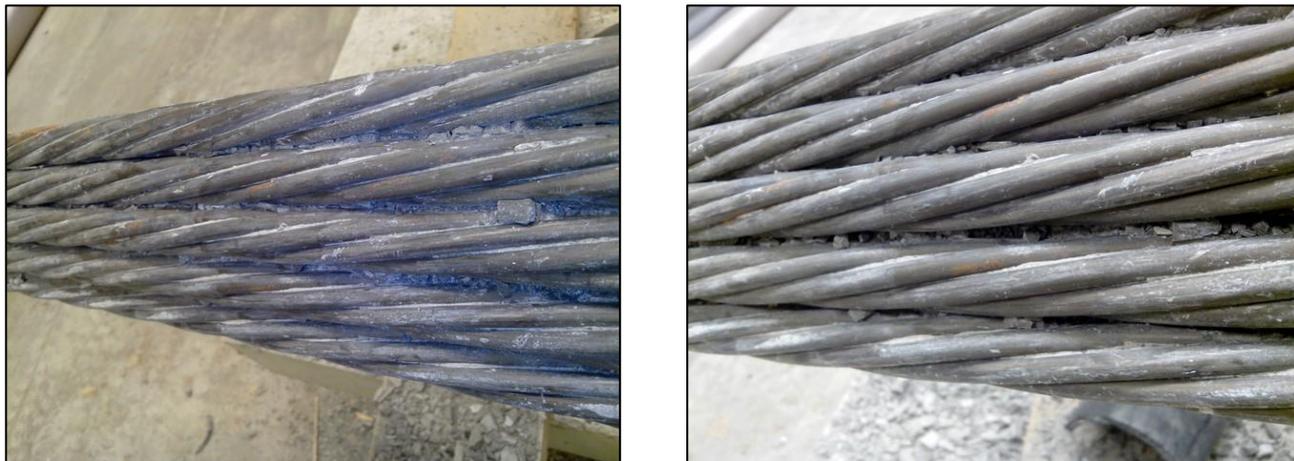


Figure n°28 : Légères traces d'enrouillement

VI.3 Essais de laboratoire

Essais sur coulis

Des essais de laboratoire ont été menés sur une vingtaine de prélèvements. Ceux-ci sont localisés sur les figures n°29 et 30 ci-dessous.

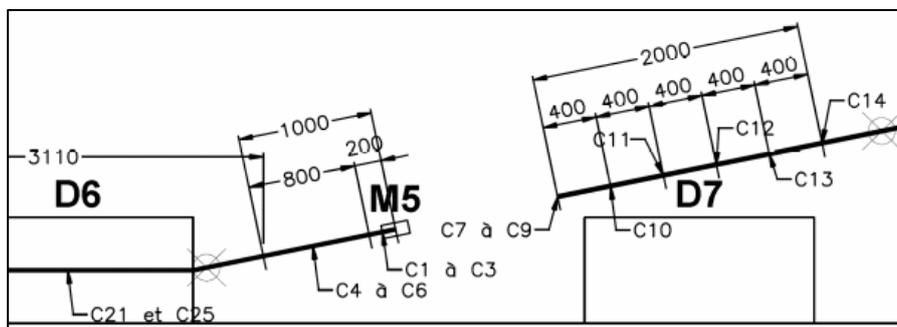


Figure n°29 : Prélèvements de coulis dans la zone de rupture

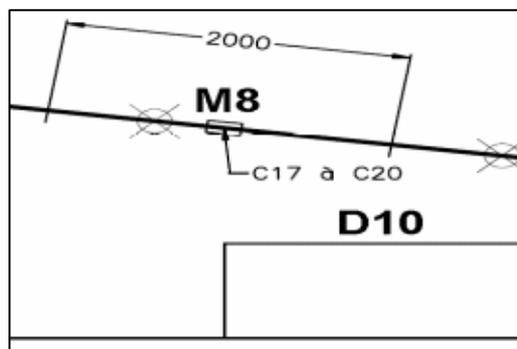
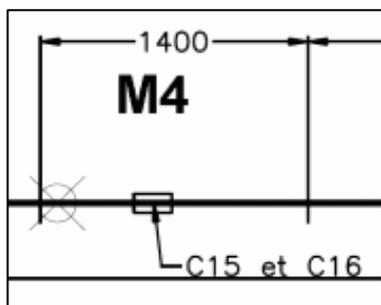


Figure n°30 : Prélèvements de coulis hors zone de rupture, à gauche au droit du manchon M4 et, à droite, au droit du manchon M8

Ces prélèvements ont ensuite été répartis pour réaliser différents essais ou observations :

Zone	Aval rupture					Amont rupture			M4	M8
Échantillons	C1 – C2bis – C3 – C4 – C5	C2	C21 et C22	C24	C25	C7	C7bis – C8 – C9 – C10 – C11	C14	C15	C19 et C20
pH		X				X		X		
Chlorures	X	X	X			X	X	X	X	X
Sulfates								X		
Masse volum. App.				X						
Porosité					X					
MEB*	X (C2bis et C5)									X
DRX**	X (C2bis et C5)									X
Analyses minéralog.	X (C2bis et C5)									X

* Microscope Electronique à Balayage

** Diffraction à Rayon X

Figure n°31 : Essais réalisés sur les prélèvements de coulis

Les mesures de pH ont été effectuées sur trois échantillons (C2, C7 et C14). Les échantillons prélevés (poudre et morceaux) ont été broyés et mélangés. Le pH mesuré est donc un pH moyen du coulis dans sa masse. Les résultats donnant un pH de 12 pour les trois zones, le coulis constitue donc toujours, dans sa masse, une ambiance protectrice vis-à-vis de la corrosion de l'acier.

La mesure du taux de chlorures a été effectuée sur seize échantillons. Les échantillons prélevés (poudre et morceaux) ont été broyés et mélangés. Les taux de chlorures mesurés sont donc des taux moyens du coulis dans sa masse. Les résultats montrent que le taux de chlorures est très élevé (0,16) à proximité immédiate du manchon défectueux et qu'il diminue en s'éloignant du manchon pour se stabiliser à une valeur constante et identique (0,02) aux zones identifiées comme « saines ». Les taux sont exprimés en pourcentage de la masse de coulis.

Au-delà d'un simple rôle de coffrage pendant la phase d'injection du coulis, on voit bien ici que le conduit et le manchonnage jouent un rôle important d'étanchéité du câble vis-à-vis des agressions extérieures.

La mesure du taux de sulfates a été effectuée sur trois échantillons (C2, C7 et C14). Les échantillons prélevés (poudre et morceaux) ont été broyés et mélangés. Les taux de sulfates mesurés sont donc des taux moyens du coulis dans sa masse. Les résultats montrent que le taux de sulfates est légèrement plus faible (1,9) à proximité immédiate du manchon défectueux et se stabilise en s'éloignant du manchon à une valeur constante et identique (2,2) aux zones identifiées comme « saines » tout en restant dans des ordres de grandeur acceptables. Les taux sont exprimés en pourcentage de la masse de coulis.

La densité a été déterminée sur les échantillons tels qu'ils ont été prélevés sur site lors de l'autopsie du câble rompu (densité apparente humide), après saturation en eau des échantillons (densité apparente saturée) et après séchage complet des échantillons (densité apparente sèche). La différence entre les densités apparentes saturée et sèche permet de déterminer la porosité accessible à l'eau. La densité apparente humide est de 2,052, une valeur normale pour ce type de coulis.

La porosité accessible à l'eau déduite des différentes mesures de densité est d'environ 30 %. Cette valeur ne paraît pas anormale dans l'absolu mais elle serait à analyser plus finement en connaissance de la formulation réelle du coulis.

Des essais de caractérisation minéralogiques ont été réalisés par le LERM sur les échantillons C2bis, C5 et C19 et C20. Ils ont consisté en la détermination de la formulation des coulis, la détermination de la teneur en chlorures libres, l'analyse quantitative par diffraction aux rayons X et l'examen au microscope électronique à balayage (et spectromètre X) pour caractériser la microstructure de la pâte de ciment et rechercher d'éventuels signes d'altérations.

Les résultats indiquent que les caractéristiques des échantillons analysés sont conformes aux caractéristiques usuelles des coulis de ciment, qu'aucune pathologie n'est mise en évidence, que les zones « saines » présentent des teneurs en chlorures très faibles (de l'ordre de 0,01 % de la masse de ciment) et que la zone polluée au droit du manchon défectueux présente un taux de chlorures très fort, de l'ordre de 0,60 % de la masse de ciment (hypothèse d'un dosage de 1135 kg/m³).

Le taux de chlorures de 0,60 % de la masse de ciment est à comparer à la limite de 0,10 % (fascicule 65A du CCTG de 1992 et Note d'Information SETRA n°21 – Juillet 1996) pour le coulis d'injection des aciers de précontrainte. Il faut noter que le fascicule 65 de 1985 imposait une limitation des chlorures dans l'eau de gâchage (<500mg/l) et dans le ciment (<0,05%).

Deux dosages en ciment assez différents ont été déterminés : autour de 1500 kg/m³ pour les prélèvements C5 et C19/20, et 1135 kg/m³ pour le prélèvement C2. Ces prélèvements étant très rapprochés car distants au maximum de 3 m, il est très peu probable que les compositions de coulis aient été différentes en ces deux points. Les différences peuvent s'expliquer d'une part par les incertitudes de la méthode de détermination des dosages et d'autre part, par des localisations altimétriques différentes (bas du conduit / haut du conduit) avec une ségrégation importante du coulis.

Sur le PEHD des conduits et manchons

Les essais de DSC (Differential Scanning Calorimetry) ont été réalisés par le laboratoire d'Autun sur les échantillons G2-2, G5-2 (conduits) et G1-1 (manchon). Le but de ces essais est de déterminer la température de transition vitreuse et le taux de cristallinité du PEHD. Les résultats sur la température de fusion et le taux de cristallinité du PEHD des conduits et du manchon donnent des valeurs qui peuvent être qualifiées de « normales ». Les faces du PEHD exposées au milieu extérieur présentent un taux de cristallinité légèrement plus faible qu'à cœur, ce qui est classique du fait du mode d'élaboration des conduits. Les valeurs mesurées, aussi bien à cœur qu'en surface, seraient à comparer aux caractéristiques initiales du produit pour conclure sur l'ampleur du vieillissement (le vieillissement entraîne une augmentation du taux de cristallinité). Un suivi de long terme a été initié pour vérifier s'il y a ou non un vieillissement rapide du PEHD du fait de l'exposition particulière des câbles de ce viaduc. Ce suivi a fait l'objet d'un « point zéro » servant de référence. Des analyses périodiques sur un rythme pluriannuel seront réalisées.

Les essais de caractérisation infrarouge, teneur en noir de carbone et IOT ont été réalisés par le laboratoire de Marne-La-Vallée de l'UGE/Ifsttar sur les échantillons G2-3, G3-3, G5-3 (conduits) et G1-1 (manchon).

Le but de ces essais est de quantifier la teneur en noir de carbone du PEHD, qui joue essentiellement un rôle de protection contre les UV, de mesurer le temps d'induction à l'oxydation (TIO), représentatif de la qualité et de la quantité des anti-oxydants et de caractériser l'état d'oxydation de surface du PEHD : IRTF (Fourier Transform InfraRed Spectroscopy) -ATR (Attenuated Total Reflectance).

Les teneurs en noir de carbone de tous les échantillons sont supérieures à 2,3 %. Elles sont donc conformes au guide du SETRA « Précontrainte extérieure » et au guide technique européen ETAG 13 intitulé « Post-Tensioning Kits for Prestressing structures ».

Les TIO des deux faces et du cœur du manchon (G1-1) ainsi que celui de la face externe de l'échantillon G5-3 (au droit du déviateur sur pile) - certains < 5 minutes - sont inférieurs à celui exigé dans le guide d'agrément technique européen ETAG 13 (NF EN 12201-2) pour les PEHD « neufs » (> 20 minutes). Ces faibles valeurs de TIO peuvent être attribuées à des phénomènes de migration, diffusion, extraction, consommation des antioxydants pendant l'application et/ou à une quantité insuffisante d'antioxydants initialement présente dans cette partie du conduit. Les TIO des autres prélèvements restent supérieurs à 20 minutes. Ils restent donc conformes à la valeur de la norme malgré un vieillissement du conduit qui induit toujours une diminution de la quantité d'antioxydants. Certaines surfaces des conduits ayant été fortement endommagées lors de la rupture du câble par frottement dans les déviateurs, il n'est pas possible d'affirmer que les différents prélèvements proviennent d'un même lot de produits.

Les analyses par IRTF-ATR n'ont pas mis en évidence d'oxydation majeure des conduits. Seule une très faible bande de fonctions carbonyles sur les spectres des faces externes des échantillons G2-3 (demi conduit supérieur à l'amont de la rupture) et G5-3 (au droit du déviateur sur pile) révèle une légère oxydation.

Des dépôts de composés minéraux ont été mis en évidence sur les faces internes et externes de tous les échantillons.

Les essais de caractérisation mécanique en traction ont été réalisés par le laboratoire de Lyon du Cerema. Seuls les tronçons de conduit ont pu faire l'objet d'une caractérisation mécanique. La géométrie du manchon ne permet pas de prélever des éprouvettes de taille suffisante pour ce type d'essai. Les tronçons de conduits G2-4, G4-4 et G5-4 ont été soumis à des essais de traction dans le sens longitudinal. Les résultats montrent que les résistances maximales « à la crête » sont comparables, quelles que soient les zones de prélèvement, et que le PEHD présente un comportement ductile. Aucun vieillissement du matériau n'est décelable par une dégradation du comportement mécanique.

Sur les torons

Des essais de traction ont été menés par l'UGE/Ifsttar de Nantes sur quatre torons, deux prélevés à l'amont de la rupture, deux prélevés à l'aval. Leurs résultats ont été comparés aux caractéristiques des torons de précontrainte de classe 1860 MPa. Les caractéristiques résiduelles mesurées sur ce prélèvement de quatre échantillons sont tout à fait correctes après une trentaine d'années de service, malgré la proximité de la zone de corrosion et les reports de charge sur les fils et torons résiduels au fur et à mesure de l'endommagement du câble.

Sur tronçons de câble

Une étude de faisabilité de détection de défauts a été menée à partir des techniques d'auscultation électromagnétiques passives et actives. Cette première étude a permis la mise au point et le déploiement de ces techniques à grande échelle sur l'ensemble de l'ouvrage dans les années suivantes.

VI. Conclusions et ouverture

Suite à la rupture du câble de Sylans objet du présent article, différentes méthodes d'évaluation, d'auscultations ou d'investigations ont été déployées pour caractériser les processus ayant conduit à la rupture. Qu'elles aient consisté en des études, des méthodes non-destructives ou destructives, elles ont permis de prendre des décisions à très court terme pour mettre l'infrastructure en sécurité vis-à-vis de l'exploitation, de comprendre les phénomènes ayant conduit à la rupture, d'identifier et quantifier les risques encourus par les autres câbles de l'ouvrage et par l'ouvrage dans son ensemble. Ces méthodes très différentes sont toutefois complémentaires pour cerner correctement les multiples facettes d'une expertise complexe.

Cette expertise a mis en évidence le caractère primordial de l'étanchéité de la gaine en PEHD pour assurer la pérennité des câbles de précontrainte extérieure. En effet, le cas du viaduc de Sylans montre bien qu'en ambiance agressive, une parfaite injection avec un coulis de bonne qualité ne suffit pas à protéger les torons de la corrosion.

Au-delà de la gestion du viaduc de Sylans, et des actions de réparation qui ont été menées sur cet ouvrage, cette rupture de câble a permis de mettre en évidence une famille de pathologies liées aux défauts d'étanchéité des gaines de précontrainte extérieure, conduisant à un travail méthodologique et opérationnel visant à diagnostiquer et sécuriser tout un parc de grands ouvrages du réseau routier français.

Ce travail méthodologique a conduit à la publication de la Note d'Information Ouvrages d'Art n°3 du Cerema et la mise à jour du Fascicule 32 de l'ITSEOA.

VIII. Remerciements

Les rédacteurs remercient l'ensemble des contributeurs et participants à cette expertise et plus particulièrement :

- Fabienne Farcas, Laetitia Van Schoors, Sandrine Moscardelli, Laurent Gaillet et Michel Grasset de l'UGE/Ifsttar,
- Christine Mierzejewski, Myriam Malaval, Serge Hamparian, Christophe Aubagnac, Jérémy Roth, Laurent Sauger, Jean-Paul Drure, Florent Boisbouvier, Bastien Vaurigaud, Jean-François Cherrier, Jean-Philippe Maherault et John Dumoulin du Cerema,
- Les équipes du LERM, de Setec TPI et de l'entreprise Freyssinet, Pierre Trouillet (DGITM/DMR/FCA) et tous les agents d'APRR ayant permis les interventions sur site.

IX. Références bibliographiques

Dossier de l'ouvrage

Tous plans, notes de calculs et journaux de chantier utiles

Documents d'études produits par Quadric

« Rapport d'expertise suite à la rupture d'un câble près de la pile P14 » - Quadric – 06/11/2015

« Rapport d'expertise – Perspectives au 13/11 suite à l'autopsie du câble rompu » - Quadric – 13/11/2015

« Inspection des manchons de gaine en PEHD sur ouvrages suite à la rupture d'un câble » - Quadric – 04/02/2016

« Diagnostic, surveillance et travaux – Synthèse de l'historique et bilan des perspectives » - Quadric – 17/03/2017

« Diagnostic par CND - Passages de bobines électromagnétiques sur gaines de précontrainte extérieure » - Quadric – 26/06/2017

« Ouvertures de fenêtres sur gaines PEHD du 6 septembre 2017 » - Quadric – 15/09/2017

« Note de synthèse des contraintes de design pour bobine d'auscultation magnétique des câbles extérieurs » - Quadric – 04/01/2018

« Notice technique – Remplacement de câble de précontrainte extérieure et réparation des gaines de câble de précontrainte extérieure » - Quadric – 22/02/2019

« Étude de valeur sur la protection des câbles de précontrainte extérieure » - Quadric – 20/07/2021

Documents d'études produits par le Cerema

« Expertise et investigations 1/2 – A40 – Viaduc de Sylans » - Cerema – Mai 2016

« Procès-verbal des mesures de pH du coulis » - Cerema – Novembre 2015

« Procès-verbal des dosages en chlorures du coulis » - Cerema - Novembre 2015

« Procès-verbal des dosages en sulfates du coulis » - Cerema – Novembre 2015

« Procès-verbal des mesures de densité du coulis » - Cerema - Novembre 2015

« Procès-verbal des mesures de porosité accessible à l'eau du coulis » - Cerema – Décembre 2015

« Procès-verbal d'essais de traction sur PEHD » - Cerema – Novembre 2015

« Rapport d'essais DSC sur PEHD » - Cerema – Mars 2016

« Rapport d'essais ATR et OIT sur PEHD » - Cerema – Mars 2016

« Rapport d'auscultation électromagnétique des tronçons du câble rompu » - Cerema – Décembre 2015

« Expertise et investigations 2/2 – A40 – Viaduc de Sylans » - Cerema – Mars 2017

« Autopsie du câble rompu - A40 – Viaduc de Sylans » - Cerema – Juillet 2018

Documents d'études produits par l'UGE/Ifsttar

« Note de synthèse – Détermination des caractéristiques physico-chimiques de gaines de PEHD prélevées sur le viaduc de Sylans » - UGE/Ifsttar – 16/03/2016

« Rapport d'étude – Analyses par IRTF, AED et ATG de gaines de PEHD prélevées sur le viaduc de Sylans » - UGE/Ifsttar – 21/03/2016

« Rapport d'expertise – Expertise toron corrodé, fil rompu - OA Sylans » - UGE/Ifsttar – 16/01/2018

« Rapport d'observations et analyses sur gaines et torons » - UGE/Ifsttar – Mai 2016

Documents d'études produits par le LERM

« Rapport d'étude – Analyse minéralogique complète de trois échantillons de coulis de ciment de trois zones distinctes - Viaduc de Sylans sur l'autoroute A40 » - LERM – 12/02/2016

Guides techniques

- Note d'information Ouvrages d'Art n°21 – SETRA – 1996
- Note d'information Ouvrages d'Art n°29 – SETRA – 2007
- Guide technique « Précontrainte extérieure » - SETRA – 1990
- Guide technique « La Précontrainte extérieure » - AFPC / ITBTP / SETRA – 1992
- Guide technique « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs – Guide de conception » - SETRA – 2003
- Fascicule 32 de l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEO) « Sous-fascicule 32.2 - Ponts en béton précontraint » - Direction des routes du Ministère des Transports (LCPC et SETRA) - 1984
- Fiches du Cahier interactif Cerema/UGE/Ifsttar « Auscultation des ouvrages d'art »
<https://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/index.html>

Crédit photos

Toutes photos Cerema Centre-Est sauf figure n°5 : Quadric.

Sensibilisation sur l'utilisation des règles de conception des grands ouvrages d'art en zones cycloniques

Antoine Théodore¹, Jean Gual²

¹ CEREMA ITM/DTOA/GITEX, Parc de Haute Maison -14 allée Lavoisier / 77420 CHAMPS-SUR-MARNE

² CEREMA ITM/DTOA/GMO, Parc de Haute Maison -14 allée Lavoisier / 77420 CHAMPS-SUR-MARNE

Résumé

L'Eurocode 1-1-4 indique comment déterminer les actions du vent naturel pour le calcul structurel des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Certains paramètres du calcul dépendent du lieu et de la disponibilité des données météorologiques. Ils sont fournis dans l'Annexe Nationale. Les données météorologiques récentes collectées dans l'arc antillais, à l'île de la Réunion et en Nouvelle Calédonie, mettent en évidence que les vitesses de vent observées lors des cyclones de catégorie 5 excèdent largement les vitesses de dimensionnement à l'ELU préconisées par l'Eurocode. Cela montre que les caractéristiques du vent cyclonique n'y sont pas correctement intégrées.

Ainsi, lorsque le risque d'exposition cyclonique d'un ouvrage est avéré, l'adaptation de l'Eurocode est nécessaire pour assurer le niveau de sécurité visé. Il faut alors tenir compte des caractéristiques réalistes du vent, au regard des conditions cycloniques connues du site. Ces ajustements font l'objet de la démarche présentée dans cet article.

A la suite d'une brève définition du vent cyclonique dans la couche limite atmosphérique, deux limites du calcul à l'Eurocode sont discutées. D'une part, les vitesses cinquantennales fixées dans l'annexe nationale de l'Eurocode 1-1-4 sous-estiment légèrement les vitesses réelles à l'ELS pour de multiples raisons dont certaines sont explicitées dans cet article, et doivent être actualisées. D'autre part, ces vitesses ne garantissent pas aux ouvrages de résister à un cyclone de catégorie 5, et la démarche du calcul à l'ELU doit être adaptée en conséquence.

L'article propose une adaptation du calcul à l'ELU basée sur l'utilisation d'un cyclone de référence connu, qui permet de tenir compte au cas par cas de la spécificité cyclonique de la région d'implantation de l'ouvrage. L'exemple des Antilles est développé en exploitant les données du cyclone IRMA.

I. Généralités

I.1 Vent dans la couche limite atmosphérique

A faible altitude les frottements sur la surface terrestre tendent à perturber l'écoulement du vent. Ils réduisent sa vitesse moyenne et génèrent de la turbulence, c'est-à-dire des fluctuations spatiales et temporelles du vecteur vitesse du vent. La zone dans laquelle on observe ce phénomène est appelée couche limite atmosphérique. Elle s'étend sur plusieurs centaines de mètres d'altitude. Les structures de génie civil sont donc soumises à des sollicitations aérodynamiques instationnaires, qui varient en fonction de la rugosité du terrain les environnant et de leur altitude.

Pour en tenir compte, la vitesse du vent en un point de l'espace ($V(z,t)$) est généralement décomposée en deux parties tel que :

$$V(z, t) = V_m(z) + v(z, t) \quad (1)$$

Avec une composante moyenne qui ne dépend pas du temps V_m , une composante fluctuante (turbulence) qui dépend du temps $v(z, t)$, où z est l'altitude et t le temps.

Chacune de ces composantes induit un chargement aérodynamique spécifique qui doit faire l'objet de vérifications, dont la résistance et la stabilité de la structure. La modélisation des deux composantes de la vitesse du vent occupe donc un rôle central en ingénierie du vent. L'enjeu est d'utiliser des représentations réalistes et adaptées aux situations topographiques et météorologiques du site d'implantation de l'ouvrage. Ce point pose des difficultés particulières en cas de risque d'exposition cyclonique.

I.2 Etat de la réglementation

Eurocodes

Les dispositions relatives aux calculs au vent des ouvrages d'art sont regroupées dans l'Eurocode 1-1-4 [1]. Son champ d'application est limité à l'étude des structures rigides, c'est-à-dire les tabliers non suspendus de portée inférieure à 100m. Les vérifications s'appuient alors sur une modélisation statique du comportement de la structure et du chargement. Certains effets dynamiques sont cependant pris en compte par le biais d'un coefficient d'amplification dynamique qui permet de calculer un chargement statique équivalent.

Une annexe informative traite de certains aspects du calcul en régime dynamique, plus adapté aux structures souples (l'annexe E). Néanmoins, sans que cela soit explicitement précisé, de nombreux articles de l'annexe E ont été rédigés pour traiter le cas des vibrations des cheminées industrielles et restent inadaptées aux tabliers souples, aux câbles de suspension, et aux haubans. L'utilité de l'annexe E est donc assez limitée dans le cadre d'un projet d'ouvrage d'art.

Bien que le champ d'application du corps du texte de l'Eurocode 1-1-4 soit limité, les principes du calcul de la vitesse du vent portés par ses paragraphes 4.1 à 4.4 constituent des généralités qui ont vocation à rester valables pour tous types d'ouvrages.

Vitesse de référence

Il est généralement admis que le gradient vertical de vitesse moyenne du vent dans la couche limite atmosphérique peut être décrit à l'aide d'une loi logarithmique. La représentation retenue dans l'Eurocode 1-1-4 (§.4.3.1) est la suivante :

$$V_m(z) = k_r V_b \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2)$$

Où k_r est un coefficient sans dimension rendant compte de la rugosité du site, z_0 un paramètre de rugosité exprimé en mètre, z l'altitude, et V_b la vitesse du vent de référence.

La situation de référence est définie comme la vitesse du vent cinquantennal mesurée en moyenne sur 10 minutes pour une altitude de 10 m en rase campagne (terrain dit de catégorie de rugosité II). En pratique, elle est issue de la carte des vents forts en France métropolitaine présentée dans l'annexe nationale de l'Eurocode 1-1-4 [2].

Le cas des départements d'Outre-Mer est singulier puisque les vitesses de référence sont directement données dans le tableau 5.2(1) de l'annexe nationale. Leur détermination s'appuie sur la simulation de cyclones virtuels dont la physique est calibrée sur des événements réellement observés entre 1964 (lancement du premier satellite d'observation) et 1986. La méthode consiste alors à simuler un grand nombre de saisons cycloniques (plus de 500 000), et d'en extraire pour chaque année où au moins un cyclone a été simulé, la vitesse maximale obtenue dans la région étudiée. En fin de simulation, on obtient la distribution des vitesses maximales. Celle-ci peut notamment être exploitée pour déterminer le niveau de vitesse associé à une période de retour de 50 ans, ce qui permet de faire la correspondance avec la vitesse du vent cinquantennal utilisé comme référence dans l'Eurocode [3] [4].

Depuis la fin de ces études, les bases de données cycloniques se sont enrichies, les connaissances scientifiques sur leur modélisation ont évolué, et le climat s'est transformé. Certaines études plus récentes et actualisées [5] ont alors montré la nécessité d'une augmentation générale des valeurs des vitesses de référence pour tous les territoires d'Outre-Mer cycloniques. C'est pourquoi les valeurs actuelles de l'annexe nationale en vigueur doivent être complétées.

I.3 Cyclogenèse tropicale dans l'Atlantique Nord

La saison cyclonique Antillaise s'échelonne généralement entre les mois de juin et de novembre. Le terme de cyclone désigne les perturbations tropicales tourbillonnaires telles que les dépressions tropicales, les tempêtes tropicales et les ouragans. Les cyclones qui concernent les Antilles se forment en général à partir d'ondes tropicales qui traversent l'Atlantique entre les îles du Cap Vert et le golfe du Mexique. Au centre de ces phénomènes, on observe un noyau de basse pression vers lequel convergent les vents violents, en tournant dans le sens trigonométrique [6].

Les conditions favorables à la formation d'un cyclone sont :

- Un océan chaud (au moins de 26 degrés sur 60 mètres de profondeur),
- Une atmosphère humide,
- Une latitude supérieure à 6 degrés Nord ou Sud,
- Un faible cisaillement horizontal du vent,

Ces conditions permettent une évaporation intense qui favorise le transfert de chaleur de l'océan vers l'atmosphère. Le faible cisaillement du vent permet à l'énergie ainsi transférée de ne pas être dissipée, et la force de Coriolis est suffisamment importante pour amorcer et entretenir un mouvement tourbillonnaire. La majorité des cyclones de l'Atlantique Nord se forment dans la Zone de Convergence Inter Tropicale (ZCIT), dans laquelle ces conditions sont souvent réunies.

Les cyclones sont classés en fonction de la vitesse maximale du vent moyen sur une minute selon l'échelle de Saffir-Simpson. Dès qu'ils atteignent le stade de tempête tropicale, ils sont nommés puis suivis par le NHC (National Hurricane Center) de Miami.

II. Exploitation des données météorologiques des vents cycloniques

II.1 Calcul de la vitesse cyclonique dans les conditions de référence de l'Eurocode

Il est souvent très difficile d'obtenir des données de vent fiables mesurées au niveau des stations classiques lors de phénomènes météorologiques intenses. En effet, les capteurs sont souvent endommagés ou sont sollicités au-delà de leur limite de mesure. Aussi, pour accéder aux caractéristiques des cyclones passés, il est préférable d'utiliser les bases de données internationales recueillies par satellites. Les données utilisées sont extraites :

- Des « Best Track Data » de la base de données du satellite HURDAT2 alimentée par le NHC (National Hurricane Center) [7],
- Des relevés météorologiques cycloniques publiés par Météo-France [8].

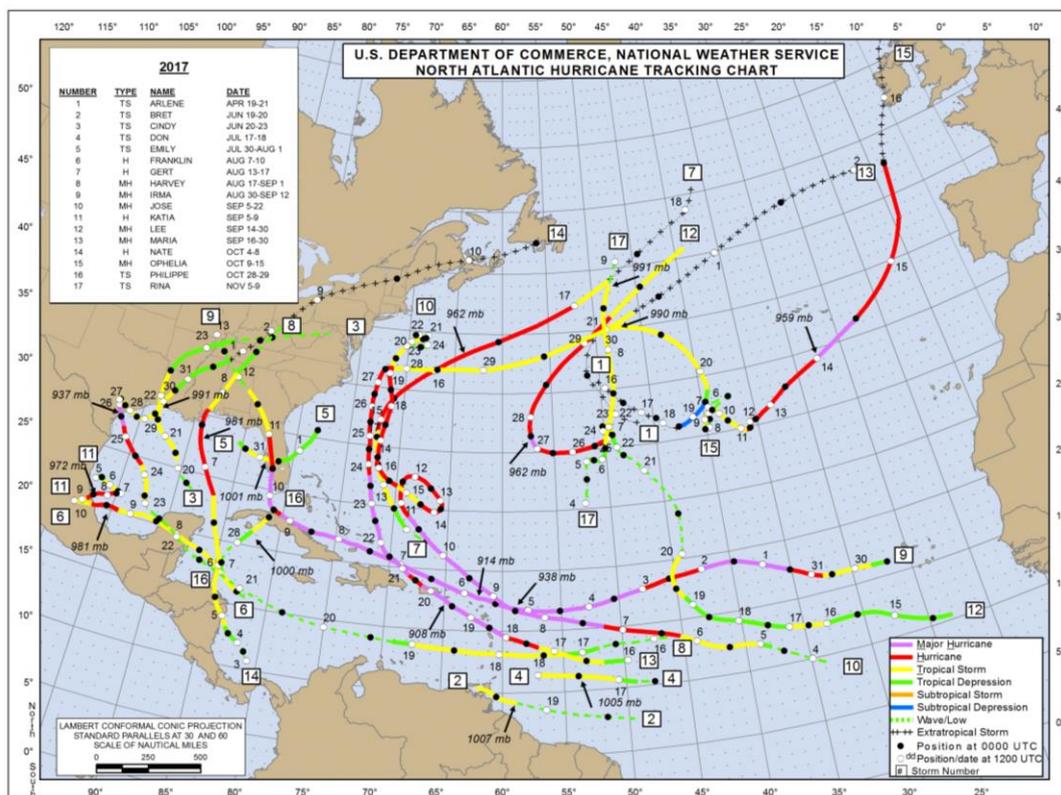


Figure 1 : carte de la saison cyclonique 2017 de l'Atlantique Nord – reproduite de [7]

Dans l'Eurocode, les calculs des sollicitations aérodynamiques sont basés sur la vitesse de vent de référence ($V_{b,0}$). Il est donc nécessaire de pouvoir transposer les données recueillies par les satellites en altitude au-dessus de la mer, vers la situation de référence de l'Eurocode, c'est-à-dire au-dessus d'un terrain de catégorie de rugosité II (rase campagne) et à 10 m d'altitude. De plus, les vitesses moyennes satellites sont souvent mesurées sur une minute et non sur 10 minutes, ce qui nécessite d'appliquer une seconde transformation.

L'objectif est alors de définir une vitesse de vent cyclonique dans les conditions de référence (V_{ELU}^{cycl}). Selon la nature des données disponibles, il est possible [9] :

- D'appliquer un coefficient 0,81 qui permet de transformer une vitesse de vent mesurée en altitude au-dessus de la mer en vitesse de vent correspondant dans la situation géographique de référence. Il s'agit de l'inverse du coefficient de rugosité $c_r(z)$ calculé avec la formule (4.4) du paragraphe 4.3.2 de l'Eurocode 1-1-4.
- D'appliquer un coefficient 0,88 qui permet de transformer une vitesse de vent moyennée sur 1 minute en vitesse équivalente moyennée sur 10 minutes. Il s'agit d'une donnée empirique utilisée par les météorologues [9].

En conclusion, le coefficient à appliquer pour transposer les vitesses moyennes mesurées par satellites en vitesses exprimées dans les conditions de référence au sens de l'Eurocode vaut 0,71, soit le produit des deux coefficients ci-dessus.

II.2 Application aux Antilles et comparaison avec les valeurs réglementaires

Les vitesses maximales des vents cycloniques d'une sélection d'évènements majeurs dont la trajectoire a approché les Antilles françaises sont représentées dans le Tableau 1. Les vitesses des vents cycloniques dans les conditions de référence correspondant V_{ELU}^{cycl} sont calculées à l'aide des coefficients introduits ci-dessus.

Système	Date	Heure	Vitesse moyenne maximale du vent (V_{max}) mesurées sur une minute en altitude			Vitesse cyclonique dans les conditions de référence
			nœuds	km/h	m/s	V_{ELU}^{cycl} (m/s)
MARIA	20/09/2017	00h00	150	278	77	55
IRMA	05/09/2017	18h00	155	287	80	57
DEAN	21/08/2007	06h00	150	278	77	55
FELIX	04/09/2007	12h00	140	259	72	51
EMILY	17/07/2005	00h00	140	259	72	51
IVAN	13/09/2004	01h00	140	259	72	51
GEORGES	20/09/1998	06h00	135	250	69	50
MARYLIN	16/09/1995	18h00	100	185	51	37
LUIS	04/09/1995	12h00	130	241	67	48

Tableau 1 : Cyclones de catégorie 5 dont la trajectoire est passée à proximité des Antilles françaises après 1994 - données extraites de "Best Track Data" du NHC [7]

La vitesse de référence $V_{b,0}$ de l'Eurocode est calée sur les vents cinquanteennaux, donc assez fréquents. Elle est utilisée pour déterminer le chargement aérodynamique à l'ELS pour lequel il est habituel de ne pas considérer le risque cyclonique. L'étude des ouvrages en conditions cycloniques est plutôt à réserver à l'ELU.

Dans l'Eurocode, le chargement aérodynamique à l'ELU s'obtient en appliquant le coefficient partiel $\gamma_{Q,FW} = 1,5$ aux pressions induites par le vent à l'ELS. Comme le chargement aérodynamique évolue au

carré de la vitesse du vent, on obtient la vitesse du vent à l'ELU en multipliant la vitesse du vent à l'ELS par $\sqrt{\gamma_{Q,FW}}$.

Dans les applications numériques qui suivent, les vitesses de vent ainsi obtenues sont comparées aux vitesses de vent cyclonique dans les conditions de référence observées lors du passage du cyclone IRMA.

- En Martinique : $V_{b,0} = 32\text{m/s} \Rightarrow V_{ELU} = \sqrt{1.5} * 32 = 39\text{ m/s} \ll V_{ELU}^{IRMA} = 57\text{ m/s}$.
- En Guadeloupe : $V_{b,0} = 36\text{m/s} \Rightarrow V_{ELU} = \sqrt{1.5} * 36 = 44\text{ m/s} \ll V_{ELU}^{IRMA} = 57\text{ m/s}$.

En Martinique, la vitesse du vent pour laquelle l'ouvrage serait justifié à l'ELU ne vaudrait alors que 0,6 fois la vitesse du vent atteinte pendant le cyclone IRMA, et 0,75 fois cette vitesse en Guadeloupe. En termes d'efforts, un ouvrage réglementaire résisterait alors (à l'ELU) à seulement la moitié de la charge induite par les vents du cyclone IRMA s'il se trouve en Martinique, et à 60% de cette charge s'il a été conçu pour la Guadeloupe. Un tel ouvrage ne résistera au passage d'aucun des cyclones de catégorie 5 présentés dans le Tableau 1.

L'utilisation de la vitesse de référence calculée en suivant la démarche portée par l'Eurocode n'est donc pas pertinente pour le dimensionnement à l'ELU d'ouvrages à fort enjeux dans les Antilles.

III. Incidence des cyclones sur la période de retour du vent

Le chapitre précédent montre que l'utilisation d'une même vitesse de référence pour calculer les chargements à l'ELS et à l'ELU ne permet pas de tenir compte des spécificités météorologiques propres aux zones cycloniques. De fait, le coefficient partiel $\gamma_{Q,FW}$ ne suffit pas pour reproduire le grand écart entre la valeur de la vitesse du vent cinquantennal et celle des vents extrêmes dans ces régions.

L'étude des périodes de retour des vitesses du vent dans ces régions permet un parallèle éclairant. Elle montre que l'évolution des vitesses du vent en fonction de la période de retour varie beaucoup d'une région cyclonique à une autre. Cela indique, qu'il faudrait idéalement tenir compte d'une valeur de vitesse de vent cyclonique à l'ELU spécifique pour chaque site, qui ne dériverait pas de la multiplication de la vitesse de vent cinquantennale par un unique coefficient partiel.

Une série d'études récentes réalisées par le CSTB [5], [10] apporte de nouvelles données issues de simulations numériques dans différentes régions cycloniques, notamment une estimation de vitesse du vent en fonction de sa période de retour (Tableau 2). Ces résultats permettent non seulement d'actualiser les études des années 80/90 ayant conduit aux annexes nationales en vigueur, mais aussi de corrélérer l'augmentation de la vitesse du vent avec l'augmentation de sa période de retour.

La nature des données météorologiques disponibles constitue une limite à la précision de ces estimations, qui diminue lorsque la période de retour augmente. En effet, bien que la plage d'observation sur laquelle les simulations climatiques sont calibrées ait quasiment doublé par rapport aux études précédentes, elle reste assez faible comparées aux périodes de retour les plus longues.

En revanche, les résultats obtenus pour les plus petites périodes de retour sont particulièrement fiables. C'est le cas par exemple de l'estimation de la vitesse cinquantennale.

Période de retour	Vitesse du vent $V_{b,0}$ (m/s) actualisé			
	Guadeloupe	Martinique	Réunion	Nouvelle-Calédonie
10 ans	25	23	30	31
25 ans	33	30	35	34
50 ans	38	35	38	36
100 ans	42	39	41	38
200 ans	47	43	43	40
500 ans	52	48	47	N/A
1000 ans	55	51	49	N/A

Tableau 2 : Evolutions des vitesses du vent en fonction de leur période de retour dans les Outres Mer

III.1 Evolution des vitesses cinquantennales

La comparaison des valeurs actualisées de la vitesse cinquantennale ($V_{b,0}^{actu}$) avec les vitesses de référence de l'annexe nationale de l'EC1 en vigueur ($V_{b,0}$) montre que, dans les régions traitées, la vitesse du vent cinquantennal a augmenté ces dernières années, notamment du fait de l'accélération des effets du changement climatique. En conséquence, l'Eurocode en vigueur sous-estime légèrement le chargement aérodynamique à l'ELS. Ce problème pourrait être réglé à l'occasion de la révision prochaine de l'annexe nationale de l'Eurocode 1-1-4 pilotée par la commission de normalisation P06/A du BNTEC.

	Guadeloupe	Martinique	Réunion	IRMA
$V_{b,0}$ (EC1)	36 m/s	32 m/s	34 m/s	-
$V_{b,0}^{actu}$	38 m/s	35 m/s	38 m/s	-
V_{ELU}^{actu}	47 m/s	43 m/s	47 m/s	57m/s

Tableau 3 : actualisation des vitesses cinquantennale du vent et vitesses de dimensionnement à l'ELU

En outre, on peut reproduire le calcul de la vitesse de dimensionnement à l'ELU associée aux valeurs cinquantennales actualisées ($V_{ELU}^{actu} = \sqrt{Y_{Q,FW}} * V_{b,0}^{actu}$). Les résultats sont présentés dans le Tableau 3. On observe alors que ces vitesses restent largement inférieures aux valeurs mesurées lors du passage de cyclones de catégorie 5 ($V_{ELU}^{cycl} = 57m/s$ pour IRMA par exemple). Ainsi, l'éventuelle actualisation des vitesses de références de l'annexe nationale ne suffirait pas à tenir compte du risque de cyclone de catégorie 5 à l'ELU.

III.2 Période de retour des vents à l'ELU

Les exemples développés dans les paragraphes précédents montrent que la vitesse réglementaire du calcul à l'ELU n'est pas suffisante pour tenir compte de l'exposition cyclonique connue de certaines régions d'Outre-Mer, y compris en cas d'actualisation de la vitesse cinquantennale à l'aide d'études récentes.

Ce constat pose la question de la valeur de la période de retour équivalente des vents dimensionnant à l'ELU (V_{ELU}^{actu}). En tenant compte des limites évoquées précédemment, on peut estimer grossièrement leur ordre de grandeur en utilisant les résultats présentés dans le Tableau 2. On observe que la période de retour équivalente du chargement à l'ELU est différente pour chaque région traitée (Tableau 4). Elle n'est que de 200 ans pour les Antilles, contre 500 ans pour la Réunion et la Nouvelle Calédonie. Cela montre que la fiabilité des constructions vis-à-vis du risque cyclonique est moins bonne aux Antilles qu'à la Réunion et à fortiori en métropole.

	Guadeloupe	Martinique	Réunion	Nouvelle-Calédonie
V_{ELU}^{actu}	47 m/s	43 m/s	47 m/s	44 m/s
Période de retour à l'ELU	200 ans	200 ans	500 ans	≈ 500 ans

Tableau 4 : Période de retour du vent à l'ELU

D'autre part, il est utile de confronter ces périodes de retour avec la durée de vie des ouvrages conçus à l'Eurocode (100 ans). Pour une période de retour de 200 ans, la probabilité de dépassement de la vitesse de dimensionnement est de 39% pendant la vie de l'ouvrage. Pour une période de retour de 500 ans la probabilité de dépassement est de 18%, et elle tombe à moins de 9,5% pour un événement millénial.

A titre de comparaison, la période de retour préconisée par l'Eurocode 8 pour le dimensionnement au séisme est de 475 ans, soit une probabilité de dépassement de 19% pendant la vie de l'ouvrage. Pour un pont exceptionnel cette période de retour peut être portée à 1250 ans, soit une probabilité de dépassement de 7,7% en 100 ans.

IV. Problématique des rafales cycloniques

La vitesse du vent comprend une composante moyenne et une composante fluctuante. La vitesse moyenne du vent largement discutée dans les paragraphes précédents est déterminée à partir de la vitesse de référence du vent. La composante fluctuante du vent est caractérisée par l'intensité de turbulence définie au paragraphe 4.4 de l'Eurocode 1-1-4.

Dans l'Eurocode, la vitesse instantanée maximale, ou vitesse de pointe, est calculée en multipliant la vitesse moyenne du vent par la racine carrée du coefficient d'exposition en pression c_e . Ce coefficient dépend de la rugosité du terrain environnant et de l'altitude de l'ouvrage. Dans la situation de référence (altitude 10 m, terrain de catégorie II), la vitesse de pointe vaut 1,5 fois la vitesse moyenne. Par construction, ce calcul qui suppose que la distribution de la composante fluctuante de la vitesse suit une loi normale centrée autour de la vitesse moyenne, est adapté à l'estimation de la composante turbulente du vent par temps calme.

En cas de tempêtes, cette hypothèse n'est plus valable, et il faut se baser sur les mesures pour déterminer la vitesse de pointe. En météorologie, le facteur de rafale d'un cyclone est défini comme le rapport entre sa vitesse instantanée et sa vitesse moyenne mesurée sur 10 minutes. Le facteur de rafale du cyclone IRMA vaut 1,4 dans la situation de référence [8]. Cette valeur est identique aux valeurs calculées lors du passage des cyclones HUGO et MARYLIN [9]. On observe ainsi que lors d'un cyclone le rapport entre la vitesse de pointe et la vitesse moyenne est légèrement plus faible qu'en période de calme.

Ainsi, dans la mesure où le calcul de l'Eurocode surestime légèrement les coefficients de rafale observés lors d'événements majeurs tels que les tempêtes ou les cyclones, le calcul de la vitesse de pointe avec l'Eurocode sera sécuritaire à la condition d'utiliser une vitesse moyenne du vent réaliste à l'ELU.

V. Effet attendu du changement climatique

De nombreux travaux ont été menés pour évaluer l'impact du changement climatique sur les phénomènes cycloniques dans différentes régions, selon plusieurs scénarios de réchauffement [11]. Les travaux les plus aboutis sont recensés dans le chapitre 3 du rapport du GIEC [12]. Dans ce contexte, le document du GIEC extrait une tendance pour les années à venir : « Les cyclones tropicaux devraient diminuer en fréquence tout en connaissant une augmentation du nombre de cyclones très intenses », tout en précisant que la fiabilité de cette prédiction reste limitée étant donné la complexité des facteurs pouvant influencer le développement des cyclones.

Une telle évolution aurait alors deux conséquences opposées sur les valeurs des vitesses de référence au sens de l'Eurocode. D'une part, une baisse du nombre total de phénomènes aura tendance à entraîner une diminution de la vitesse de référence. A contrario, des intensités plus fortes devraient conduire à une augmentation de la vitesse de référence, à l'image des conséquences d'IRMA sur les Antilles.

Quoi qu'il en soit, ces évolutions auront pour conséquence d'augmenter encore davantage l'écart constaté au chapitre III entre les valeurs de vitesse de vent proposées par l'Eurocode à l'ELU et les valeurs mesurées dans les Antilles lors de phénomènes majeurs. Aussi, les effets du changement climatique vont renforcer la nécessité de développer des adaptations de l'Eurocode dans les régions cycloniques.

VI. Préconisations

VI.1 Calculs à l'ELS

Pour les calculs à l'ELS, il est loisible de suivre la démarche de l'Eurocode 1-1-4 et d'utiliser les données contenues dans son annexe nationale. Il serait souhaitable que les autorités normalisatrices compétentes lancent rapidement des travaux de révision des vitesses de référence, par exemple dans le cadre de la prochaine rédaction de l'annexe nationale de la prochaine génération d'Eurocode par la commission P06/A du BNTEC.

VI.2 Calculs à l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, il est préconisé d'augmenter significativement la valeur de la vitesse de référence afin de rendre compte du risque d'exposition cyclonique. A ce jour, les études météorologiques disponibles reposent sur des périodes d'observations insuffisamment représentatives du climat pour apprécier le risque cyclonique pendant la durée de vie d'un ouvrage. Les prédictions climatiques ne permettent pas non plus de projections suffisamment fiables.

En conséquence, il est proposé d'exploiter les données connues des plus récents événements extrêmes pour déterminer les sollicitations aérodynamiques à l'ELU.

La première étape est de choisir un événement cyclonique bien documenté à utiliser comme phénomène de dimensionnement, sachant que cela signifie que le chargement aérodynamique maximal sera par la suite calculé sur cette base. Les vitesses de vent atteintes lors du cyclone choisi seront alors les limites de dimensionnement de l'ouvrage.

Généralement, les données météorologiques disponibles sont composées de vitesses de vent mesurées en altitude par des satellites. Il convient de les exprimer dans les conditions de références en utilisant les formules du §.II.1.

Afin d'appliquer la démarche de dimensionnement de l'Eurocode 1-1-4, la vitesse moyenne maximale enregistrée dans les conditions de référence V_{ELU}^{cycl} doit être transformée en véritable vitesse de référence $V_{b,0}^{cycl}$ substituable à $V_{b,0}$ pour les calculs à l'ELU.

Le coefficient partiel $\gamma_{Q,Fw}$ s'applique sur le chargement aérodynamique qui évolue au carré de la vitesse du vent. Ainsi, la vitesse du vent de référence recherchée vaut la vitesse du vent cyclonique à l'ELU divisée par la racine carrée de $\gamma_{Q,Fw}$.

$$V_{b,0}^{cycl} = V_{ELU}^{cycl} / \sqrt{\gamma_{Q,Fw}} \quad (3)$$

Il suffit alors utiliser la valeur de $V_{b,ELU}$ comme valeur de base de la vitesse de référence du vent en remplacement de celle de $V_{b,0}$ dans la formule (4.1) du paragraphe 4.2 de l'Eurocode 1-1-4. Les paragraphes 4.3, 4.4 et 4.5 s'appliquent normalement.

Cette approche fonctionne également pour déterminer la vitesse maximale du vent à prendre en compte pour la conception d'ouvrages non couverts par l'Eurocode 1-1-4 tels que les ponts à câbles.

VI.3 Exemple des Antilles

Pour les Antilles, le cyclone IRMA a été retenu. Les vitesses utilisées sont extraites des « Best Track Data » de la base de données du satellite HURDAT2 alimentée par le NHC.

$$V_{max}^{IRMA} = 80 \text{ m/s}$$

$$V_{ELU}^{IRMA} = V_{max}^{IRMA} * 0,71 = 57 \text{ m/s}$$

$$V_{b,0}^{cycl} = V_{ELU}^{IRMA} / \sqrt{1,5} = 47 \text{ m/s}$$

Pour rappel, les vitesses de références de l'annexe nationale de l'Eurocode en vigueur valent 32 m/s pour la Martinique et 36 m/s pour la Guadeloupe. Les adaptations préconisées par cette étude représentent donc des augmentations respectives de 30% et 46% de ces valeurs pour les calculs à l'ELU.

A titre indicatif, on peut comparer la valeur de $V_{b,0}^{cycl}$ établie sur la base du cyclone IRMA avec les estimations théoriques de vitesses de vents données dans le Tableau 2. On remarque alors que la période de retour correspondant à $V_{b,0}^{cycl}$ vaudrait environ 500 ans à la Martinique et 200 ans à la Guadeloupe, ce qui est largement supérieur à 50 ans. En outre, la période de retour du vent dimensionnant à l'ELU (V_{ELU}^{IRMA}) serait de l'ordre de 1000 ans. Rappelons néanmoins que la précision des estimations données dans le Tableau 2 pour des périodes de retour cette amplitude est relativement faible. Il n'est donc pas possible d'affirmer avec certitude que la période de retour d'un cyclone comme IRMA vaut 1000 ans.

Ces méthodes, utilisées pour les Antilles, sont généralisables à toutes les autres régions cycloniques (figure 2), sous réserve de bénéficier de documentation des événements météorologiques récents.

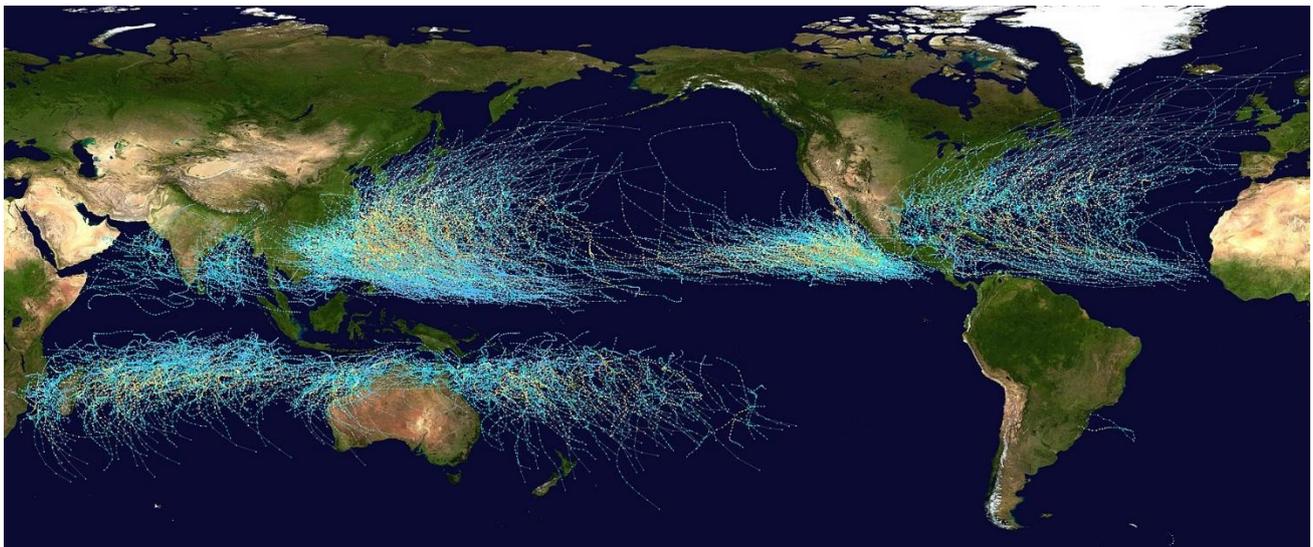


Figure 2 : régions cycloniques

VII. Conclusions

Les comparaisons entre les vitesses de vent mesurées dans les Antilles et les vitesses réglementaires montrent que l'application de la démarche portée par l'Eurocode n'est pas pertinente pour le dimensionnement à l'ELU des ouvrages construits en zones cycloniques.

D'une part, la vitesse du vent cinquantennal ayant augmenté au cours de ces dernières décennies, l'Eurocode en vigueur sous-estime légèrement le chargement aérodynamique à l'ELS.

D'autre part, les calculs présentés montrent qu'une éventuelle actualisation des vitesses de références de l'annexe nationale ne suffirait pas à tenir compte du risque cyclonique à l'ELU. En effet, la période de retour équivalente des vents dimensionnant à l'ELU ne serait que de 200 ans pour les Antilles, ce qui est faible comparé aux autres charges variables comme le trafic (1000 ans à l'ELS caractéristique) ou le séisme (475 ans au minimum à l'ELU).

La fiabilité des constructions vis-à-vis du vent est ainsi moins bonne dans les régions cycloniques qu'en métropole.

En conséquence, il convient de s'appuyer sur les données connues des événements météorologiques extrêmes récents pour augmenter significativement la valeur de la vitesse de référence à l'ELU. Cette démarche, dont une application numérique est présentée pour les Antilles, devrait conduire à une hausse de la vitesse de référence à l'ELU de 30% à 45% par rapport aux Eurocodes en vigueur.

Le résultat de l'approche proposée dépend directement de l'intensité du phénomène choisi comme référence. En l'attente d'une reprise de l'Eurocode, il appartient aux Maîtres d'Ouvrages de définir le niveau de sécurité visé en tenant compte de la vulnérabilité acceptable et de l'importance stratégique de l'ouvrage étudié. L'utilisation du cyclone IRMA permet d'obtenir un niveau dimensionnement à l'ELU correspondant à une vitesse de vent millénaire, ce qui par comparaison avec l'ingénierie parasismique est adapté à un ouvrage important.

Il est à noter que ces nouvelles données ont un impact économique sur les projets et devraient être prises en compte dès l'étude préliminaire.

VIII. Références bibliographiques

- [1] NF EN 1991-1-4 – Eurocode 1 Actions sur les structures, partie 1-4 actions générales, actions du vent, Novembre 2005
- [2] NF EN 1991-1-4/NA – Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4, mars 2008
- [3] Vents extrêmes dus aux cyclones tropicaux dans les DOM-TOM – Cahiers du CSTB n°2078 – mai 1986.
- [4] Durées de retour des vents cycloniques (sur les Antilles françaises) – J.L. Marino et V. Pourret – Météo-France, DIRAG –1998
- [5] Analyse du risque cyclonique en outremer (Détermination des vitesses de référence) – CSTB – 2019
- [6] Cartographie des durées de retour des vents cycloniques sur les petites Antilles – Météo France – 2003
- [7] Best Track datas – NHC
- Tropical Cyclone report, Hurricane IRMA, National Hurricane Center, 2018
 - Tropical Cyclone report, Hurricane MARIA, National Hurricane Center, 2018
 - Tropical Cyclone report, Hurricane IRMA, National Hurricane Center, 2019
 - Tropical Cyclone report, Hurricane IVAN, National Hurricane Center, 2004
 - Tropical Cyclone report, Hurricane GEORGES, National Hurricane Center, 1999
 - Tropical Cyclone report, Hurricane FELIX, National Hurricane Center, 2008
 - Tropical Cyclone report, Hurricane DEAN, National Hurricane Center, 2008
 - Tropical Cyclone report, Hurricane LUIS National Hurricane Center, 1996
 - Tropical Cyclone report, Hurricane MARILYN, National Hurricane Center, 1996
- [8] Guadeloupe Bulletin climatique – Météo-France – septembre 2017
- [9] Retour d'expérience sur les cyclones aux Antilles, Charge de vent sur les bâtiments, Concept d'habitat Paracyclonique – Paul Quistin, Christian Antenor Habazac, Thierry Lamadon, Eric Fournely – 2018
- [10] Détermination du vent de référence Eurocode pour la Nouvelle-Calédonie – CSTB – 2017
- [11] Rapport OMEGA, observatoire martiniquais de l'énergie et des gaz à effet de serre, Impact du changement climatique en Martinique – Agence Martiniquaise de l'énergie - 2015
- [12] Global warming of 1.5°C. An IPCC Special Report on the impacts of global warming of 1.5°C above pre-industrial levels and related global greenhouse gas emission pathways - GIEC – IPPC – 2018.

Vers une maîtrise d'œuvre de chantier 2.0

Pierre Corfdir¹, Pierre Charbonnier², Philippe Foucher², Christophe Heinkele², Thibaut Perrin³, Arnaud Campaner³, Adrien Dodane⁴

¹ Cerema DTecITM, Responsable du secteur d'activité Ouvrages d'Art, 110 rue de Paris, Sourdun

² Cerema Agence de Strasbourg / Groupe ENDSUM, 11 rue Jean Mentelin, Strasbourg

³ Cerema Agence de Strasbourg / Groupe Ouvrages d'Art, 11 rue Jean Mentelin, Strasbourg

⁴ DREAL Bourgogne Franche-Comté Service Transports et mobilités, 5 voie Gisèle Halimi, Besançon

Résumé

Les rapides évolutions techniques autour de l'imagerie et de l'intelligence artificielle ouvrent de nouveaux champs pour la bonne gestion du patrimoine et des chantiers. Il est question dans cet article d'examiner les possibles apports de ces techniques à l'exercice des prérogatives du maître d'œuvre qui doit veiller à la bonne exécution du chantier sur les plans techniques, administratifs et financiers. La conformité des travaux, la sécurité des ouvriers, le respect des exigences environnementales, le suivi des quantités consommées sont des domaines qui peuvent en effet tirer bénéfice de ces nouvelles techniques.

I. Introduction

Les rapports du Sénat sur l'état du patrimoine des ouvrages mettent en évidence la nécessité d'accroître très sensiblement les efforts consentis pour la gestion et la réparation des ouvrages d'art. Ceci nécessite d'augmenter le nombre de chantiers de réparation et de réfléchir en parallèle à une meilleure efficacité du suivi de ces chantiers pour en limiter les coûts tout en garantissant la qualité requise. De nouvelles opportunités sont offertes par les technologies issues du développement des drones et du traitement d'images pour faire évoluer le métier de maître d'œuvre en lui offrant un appui avec des contrôles automatisés, l'accès à la réalité augmentée ou encore la surveillance continue du chantier. Elles pourraient permettre notamment de limiter la présence continue sur site de la maîtrise d'œuvre, qui pourra alors se concentrer plus particulièrement sur les opérations à fortes valeurs ajoutées, comme la levée des points d'arrêt ou le constat d'écart à la règle détectés de manière automatique.

Le présent article vise à explorer les apports de l'utilisation des technologies d'imagerie pour :

- Permettre le suivi géométrique de l'ouvrage (implantation générale, géométrie des parties constitutives de la structure, ...)
- S'assurer de la conformité des produits aux bons de livraison (analyse de documents)
- Contrôler le suivi de la mise en œuvre des matériaux (ferraillage, temps de séchage entre deux phases, respect des conditions climatiques nécessaires, etc...)
- Assurer le suivi de la vie du chantier (matériels et personnels présents, réalisation effective du contrôle interne dû par l'entreprise, respect des zones environnementales sensibles, respect des emprises, etc...)

II. Le contrôle du maître d'œuvre

Les besoins en contrôle sont très nombreux et font appel à de multiples thématiques que l'on retrouve à différentes étapes des travaux :

- Contrôle de la bonne implantation de l'ouvrage et des tolérances d'exécution tout au long de la construction avec des tolérances d'exécution variables selon les parties d'ouvrages concernées : implantation et cote des fondations, implantation du tablier et des appuis, géométrie des parties d'ouvrage réalisées, nature et position du ferrailage, déformée de la charpente au cours d'un lançage, ...
- Contrôle de la conformité des matériaux livrés : nature et provenance des matériaux mis en œuvre sur le chantier, respect des conditions de stockage, Une bonne connaissance des normes associées au contrôle des matériaux livrés est indispensable
- Contrôle des quantités mises en œuvre : les quantités liées aux prix unitaires du marché sont estimées lors de sa rédaction mais doivent être mesurées effectivement lors de l'exécution
- Contrôle de la conformité de l'exécution et des règles de l'art : les méthodes de mise en œuvre doivent être contrôlées en termes de conformité aux exigences du marché, ce qui implique tout un ensemble de vérifications portant sur de nombreux sujets (terrassement, forage, ferrailage, coffrage, bétonnage, soudage, peinture, vérinage, mise en tension de la précontrainte, pose de l'étanchéité, pose du revêtement et des équipements, ...) à effectuer lors des phases de mise en œuvre ou pour vérifier a posteriori des tolérances d'exécution
- Contrôle du respect des exigences du marché en matière de sécurité et d'environnement : port du casque ou autres équipements de protection individuelle (EPI), présence de réseaux électriques, circulation routière et ferroviaire, zones naturelles sensibles, ...
- Épreuves de chargement et Inspection Détaillée Initiale : visite détaillée avant et après chargement, mesure de grandeurs physiques significatives reflétant le comportement de l'ouvrage dans son ensemble ainsi que le travail des matériaux sous charges d'épreuves.

L'appui d'outils nouveaux permettrait de faciliter la maîtrise d'une telle complexité.

III. Les acteurs et l'imagerie

Les ouvrages d'art sont construits sur mesure, in-situ, ils ne peuvent relever de processus industriels complètement fiabilisés comme dans l'industrie. Leur construction mobilise de nombreux acteurs (maître d'œuvre, bureaux de contrôle, entreprises, fournisseurs, coordonnateur en matière d'hygiène et de sécurité, gestionnaires de réseaux...). La gestion de la complexité technique, de la multiplicité des intervenants exige un processus qualité de haut niveau. L'importance d'un contrôle réalisé tout au long de la conception et de la réalisation de l'ouvrage est rappelée par les Eurocodes (EN 1990) qui demandent en particuliers un contrôle par tierce partie.

Toutes les thématiques mobilisées exigent de vastes connaissances multi-disciplinaires et une forte présence sur le chantier, en particulier pour le maître d'œuvre, avec des conditions d'exercice exigeantes (maîtrise des coûts et des délais, travaux de nuits, contrôle du respect des exigences techniques...).

L'imagerie permettrait de renforcer l'efficacité du maître d'œuvre et des acteurs du chantier en général, en automatisant le relevé de certaines données (implantation de l'ouvrage et des réseaux, géométrie, bons de livraison...) et en les couplant à des informations externes (heure, conditions météorologiques,

clauses du marché...). Certains écarts de conformité pourraient être détectés et notifiés automatiquement (identification exhaustive des différents lots de matériaux par exemple). Elles permettraient aussi de mieux cibler la présence du maître d'œuvre sur chantier avec un renfort lors des phases à enjeux particuliers.

L'imagerie permettrait d'apporter à tous les acteurs une meilleure garantie en matière d'hygiène, de sécurité et de protection de la santé des ouvriers avec par exemple la reconnaissance automatique d'objets tels que les EPI, la surveillance de zones sensibles, la détection d'intrusion...

L'imagerie permettrait d'offrir au gestionnaire de l'ouvrage une meilleure gestion de l'ouvrage par la numérisation d'informations importantes (modèle 3D de l'ouvrage et des réseaux, suivi du chantier,...).

IV. État des lieux des techniques

Avant d'étudier l'apport potentiel de l'imagerie sur les chantiers de travaux publics, il convient de dresser un état des lieux, d'une part sur le degré de maturité des différentes méthodes d'imagerie, et d'autre part sur la manière dont les professionnels du secteur se sont emparés de ce type de technologie numérique. Quelles que soient les techniques employées sur les chantiers, leur utilisation doit s'inscrire dans le cadre réglementaire et législatif existant, notamment en ce qui concerne le droit à l'image et la protection des données personnelles.

- Techniques d'imagerie

Le terme *imagerie* fait référence à une chaîne d'opérations allant de l'acquisition d'images à l'analyse automatique de celles-ci. Dans cette partie, nous nous focalisons sur l'état d'avancement des méthodes de traitement d'images. En reprenant les activités et besoins apparaissant dans le séquençage d'un chantier, nous avons choisi de regrouper les outils de traitement en trois catégories : outils d'analyse de documents, de suivi et d'analyse vidéo, de reconstruction et de visualisation 3D.

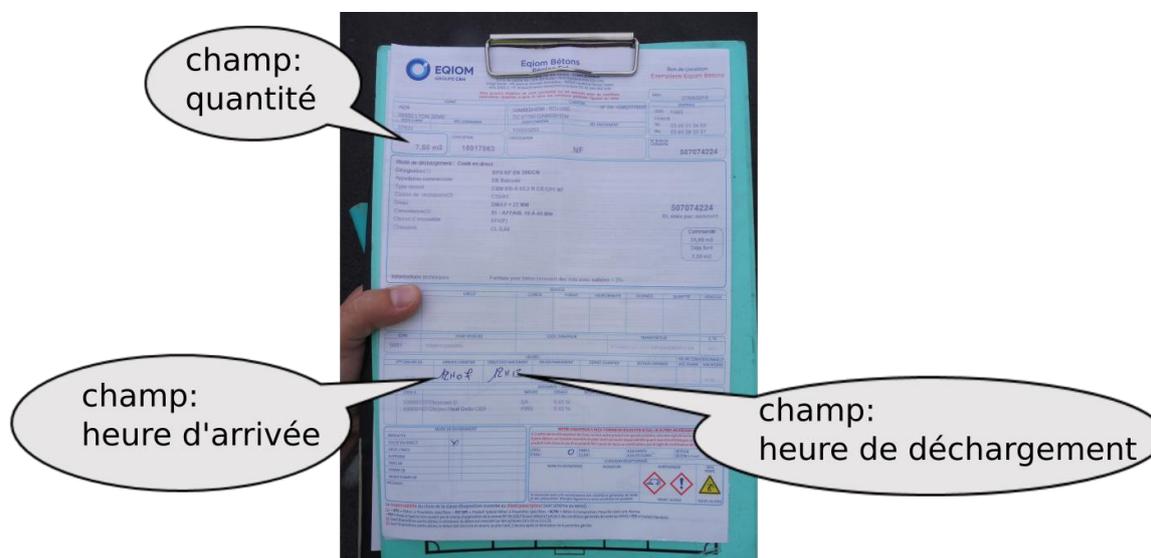
- Outils d'analyse de documents

Une partie des contrôles sur chantier concerne l'analyse des documents fournis, par exemple les bons de livraison. Sur ceux-ci, le respect des formulations, la quantité livrée et le respect des délais de livraison sont notamment vérifiés. Certaines de ces tâches pourraient être automatisées au moyen d'algorithmes de reconnaissance automatique de textes ou documents. Parmi ceux-ci, nous connaissons déjà les outils de reconnaissance de code-barres ou de QR-codes et d'OCR (Optical Character Recognition), largement éprouvés, utilisés dans la vie quotidienne et par un certain nombre de professionnels. Dans certains cas, seules quelques zones ou champs d'un document doivent être validés pour poursuivre le chantier (voir Figure 1-a). Des solutions commerciales de Lecture Automatique de Documents (LAD) existent pour détecter et reconnaître des champs dans des formulaires [11]. Le repérage automatique des informations à valider n'est pas une tâche triviale si les formulaires ne sont pas standardisés.

Ces fonctionnalités ne nécessitent en général aucun matériel spécifique. On peut envisager l'utilisation d'un smartphone pour l'acquisition et l'analyse automatique de ce type de documents.

Notons qu'il existe encore des axes d'amélioration importants dans les algorithmes d'analyse automatique de documents. Ainsi, la reconnaissance automatique d'écriture manuscrite pose encore dans certains cas quelques difficultés. Par ailleurs, les recherches s'orientent également vers l'interprétation automatique de documents. Dans le cas de texte, cela peut permettre la création de mots clés ou des résumés. Pour des documents de type croquis, graphiques, schémas, des travaux sont également en cours pour interpréter sous forme sémantique ces données.

Signalons enfin que l'heure est à la dématérialisation d'un grand nombre de documents. À terme, la validation sûre de la conformité d'éléments sur des documents ou formulaires d'un chantier pourrait être majoritairement réalisée sur supports numériques. Dans ce cas, il faut néanmoins s'assurer de la justesse des appareils, par exemple sur l'horodatage.



• Figure n°1-a : exemples de champs à valider sur un bon de livraison

- Suivi et analyse vidéo

La visualisation « simple » d'images de chantier avec éventuellement la possibilité de sélection manuelle d'objets d'intérêt ne présente aucune difficulté technique. Sur ces images, des données (température, hygrométrie, horodatage...) peuvent être facilement incrustées.

Il est envisageable, à plus ou moins long terme d'analyser automatiquement les images de scènes de chantier de manière à détecter et suivre des objets d'intérêt, identifier l'absence d'objets dans une zone ou au contraire repérer la présence d'un élément dans une zone où il n'a pas lieu d'être. Enfin ces approches peuvent mettre en évidence des situations qui sortent de la normalité. Les méthodes de détection par analyse d'images les plus performantes actuellement reposent sur les techniques d'apprentissage automatique (*machine learning*). Elles sont déjà largement utilisées dans de nombreux domaines et en continuel essor. L'efficacité de ces techniques va dépendre de l'analyse que l'on souhaite mener et des éléments que l'on souhaite reconnaître : type d'objets, variabilité des objets, complexité de l'environnement, variabilité lumineuse (jour/nuit, conditions météo,...).

Regardons de manière plus détaillée l'état de maturité des outils de reconnaissance de formes. La détection, le comptage et le suivi de personnes par un algorithme de reconnaissance de formes sont désormais assez répandus dans différents domaines (transports, zones publiques ou commerciales) [10]. Dans le même ordre d'idée, il existe plusieurs systèmes opérationnels qui permettent d'identifier le gabarit d'un véhicule (PL, VL), la silhouette de celui-ci et éventuellement lire sa plaque d'immatriculation (LAPI). Bien entendu des améliorations et des adaptations doivent être apportées aux algorithmes pour détecter des véhicules ou personnes sur des scènes de chantier du fait d'un environnement souvent plus complexe et plus évolutif qu'une chaussée en service, mais cela ne semble pas présenter de difficultés majeures.

Ces mêmes techniques d'apprentissage automatique peuvent être implémentées pour la détection d'éléments mis en place sur les ouvrages ou pour vérifier le port d'EPI par les agents (voir

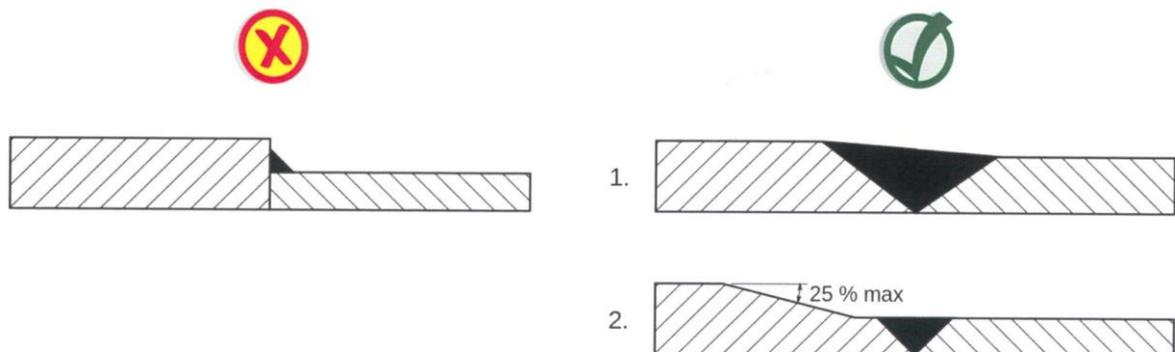
Figure 1-b). Le niveau de performances de ces algorithmes dépendra de l'objet recherché. Il est ainsi sans doute plus difficile de détecter le port de gants (car moins visible à l'image) par les personnels sur chantier que le port d'un casque.



Figure n°1-b: Application potentielle de la reconnaissance de formes : détection de port de casques sur chantier.

La reconnaissance automatique sur des objets manufacturés, et présentant peu de variabilité, est relativement maîtrisée même s'il est encore nécessaire d'implémenter et d'évaluer les performances de ces algorithmes sur des situations de chantier. Pour des objets présentant une forme ou couleur plus variable, par exemple un défaut ou une malfaçon sur un ouvrage en cours de construction, les méthodes seront moins performantes (voir Figure 2).

Enfin, les outils de *machine learning* peuvent être utilisés pour identifier des situations anormales.



• Figure n°2 : Exemple d'assemblages de pièces métalliques : soudure non conforme (à gauche) et conforme (à droite) car en pleine pénétration

- Reconstruction et visualisation 3D

Le respect des implantations, dispositions, normes sur chantier nécessitent des mesures qui doivent être validées par une personne habilitée. Les outils de vision par ordinateur, notamment les méthodes de mesure 3D, peuvent être d'un précieux secours pour effectuer cette validation à distance, voire de manière automatique. Tout l'enjeu est de savoir si les méthodes de mesure par imagerie sont suffisamment

précises pour pouvoir répondre aux besoins et normes requises. Notons que la précision d'une mesure peut parfois être obtenue au prix d'une technicité forte dans la phase d'acquisition et d'une mise en œuvre éventuellement longue.

Ainsi, le repérage géographique des implantations d'un chantier peut être réalisé par imagerie mais la mesure obtenue ne sera sans doute pas aussi précise que celle obtenue par des méthodes conventionnelles employées par un géomètre. L'imagerie 3D peut, en revanche, être utilisée lorsque les précisions demandées sont moins exigeantes, par exemple pour connaître le volume de matériau dans une construction. Signalons également que l'emploi d'outils de mesure par imagerie nécessite des procédures de calibrage et de suivi métrologique.

Les outils de réalité augmentée permettent de faire apparaître en temps réel un modèle 3D virtuel sur une visualisation du terrain. Ces méthodes innovantes commencent à apparaître dans le domaine du génie civil. Elles peuvent aider à la réalisation de la construction de l'infrastructure. Cela peut mettre en évidence des décalages entre le modèle et la réalité et ceci à toutes les étapes de la mise en œuvre de l'ouvrage [7].

Où en est la profession ?

Les professionnels du secteur ont commencé à s'emparer des techniques d'imagerie numérique sur leurs chantiers [5], [6]. Dans de nombreux cas, des caméras d'environnement, avec champ de vision large, dans le visible ou l'infrarouge (voir, par exemple, Figure 3), sont déjà installées sur les chantiers de génie civil. Les images obtenues sont analysées à des fins de sécurité, de suivi de construction mais aussi pour de la communication autour de ce chantier avec par exemple la construction de film en accéléré. Plusieurs entreprises ont investi le domaine pour l'acquisition d'images et l'analyse des données résultantes sur les chantiers de génie civil [13].

On voit également apparaître l'usage de drones [3], [4], très pratiques par leur mobilité et pour visualiser les zones difficiles d'accès. Certains fabricants se sont également positionnés sur cette thématique (par exemple [12], [14], [15]).

Le plus souvent, les images sont encore analysées manuellement par un opérateur. Les outils d'intelligence artificielle, et en particulier la reconnaissance de formes, arrivent peu à peu sur les chantiers. Les grands groupes industriels du secteur investissent notamment en recherche et innovation dans ce domaine [8], [9].



Figure n°3: Imagerie infrarouge sur ouvrage d'art

- Aspects réglementaires et législatifs

L'utilisation des techniques d'imagerie doit s'inscrire dans le cadre législatif et réglementaire existant [16]. En premier lieu, les agents et personnes extérieures doivent être informées de la mise en place de dispositifs d'imagerie [17] et de la manière dont les images sont exploitées. La protection des données personnelles passe entre autres par des actions d'anonymisation des personnes et des véhicules. La diffusion et durée de stockage des images doivent également être considérées.

V. Cas d'un ouvrage courant en béton armé

Les techniques liées à l'imagerie sont multiples et leurs développements actuels restent hétérogènes et parfois inexplorés. Le potentiel de l'imagerie sur les chantiers du futur en appui au maître d'œuvre est donc très riche. L'approche imaginée doit permettre d'assurer une meilleure conduite du chantier, de mieux armer le maître d'œuvre en cas de contentieux, et de permettre une meilleure gestion ultérieure de l'ouvrage. Nous concentrons ici notre analyse sur le cas d'ouvrages courants en béton armé.

V.1 Approche par les techniques métiers

Afin de dégrossir les tâches et les développements imaginés, nous proposons d'approcher la problématique sous l'angle d'un outil comportant différents modules : module « pont courant en béton armé », module « ouvrage métallique, module étanchéité, module environnement du chantier », ...

Nous développerons dans cette partie, à titre d'exemple et d'illustration, le module « pont courant en béton armé » autour de quatre thématiques :

- Implantation
- Ferrailage
- Bétonnage
- Opérations préalables à la réception

Pour chaque thématique, une analyse de l'apport potentiel de l'imagerie et de l'investissement nécessaire en développement de la technique sera dressée.

Pour des questions de clarté, les aspects liés à l'étanchéité de l'ouvrage et à l'occupation de la zone de chantier et de ses accès n'ont pas été intégrés au module présenté ci-après.

Implantation

La validation de l'implantation de l'ouvrage par l'imagerie semble difficile à concrétiser au vu de la précision attendue. Avec un gros investissement, la validation de l'implantation des semelles avec une tolérance habituelle de 5 cm pourrait être obtenue, mais la validation de l'implantation des autres éléments du pont (tolérance habituelle de 1 cm) ne serait pas envisageable.

Il faut aussi signaler que l'imagerie a besoin de points de référence pour son analyse et que la venue d'un géomètre sur site, au moins en phase de préparation, s'impose. La valeur ajoutée de l'imagerie par rapport au passage d'un géomètre semble faible.

Ferraillage

Par une analyse documentaire et un rattachement entre les étiquettes des matériaux acheminés sur chantier et la liste des matériaux agréés, le contrôle de la provenance et de la nature des aciers (bon de livraison, étiquetage, marquage) semble réalisable par imagerie.

La question de l'analyse documentaire peut être prise sous deux angles distincts :

- dans un cas, l'outil mis au point apprend à lire les documents actuellement utilisés sur chantier (documents papier avec parfois des éléments manuscrits et comportant différentes présentations suivant les fournisseurs).
- dans l'autre cas, on se projette dans le cadre du chantier du futur et l'outil mis au point fonctionne avec des documents-types et même des éléments dématérialisés.

En plus de la vérification documentaire, une vérification des armatures à l'aide de la « signature » présente sur les verrous (marque de laminage Figure 4) est aussi envisageable.

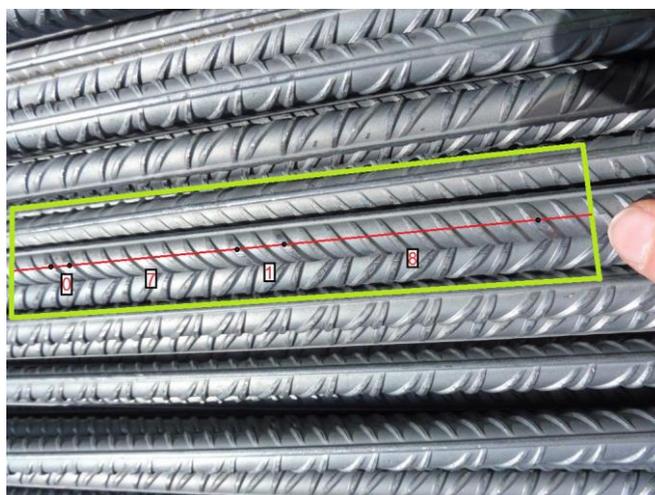


Figure n°4 : Vue d'aciers pour béton armé avec marque de laminage (signature) sur l'un d'entre eux.

Le contrôle de la géométrie du ferraillage, de la présence de cales pour le respect des enrobages (Figure 6) et de la propreté des armatures est envisageable sur certains aspects. La vérification, par une analyse visuelle, du nombre et de la position des armatures du 1er lit, est envisageable par imagerie. L'analyse visuelle correspond ici à l'analyse sur un ordinateur à distance, par un opérateur compétent, des images du chantier de type télésurveillance.

Cette même vérification basée sur une analyse automatisée des images (vérification faite par un ordinateur directement, sans intervention humaine) semble plus complexe. De même, la vérification du nombre d'armatures et de la position des armatures des lits suivants est imaginable mais par des techniques de soustraction complexes. La validation du ligaturage (Figure 5) et des soudures par l'imagerie entraînera systématiquement des prises de vue rapprochée de ces détails (gros plans) qu'il faudra géo-localiser.

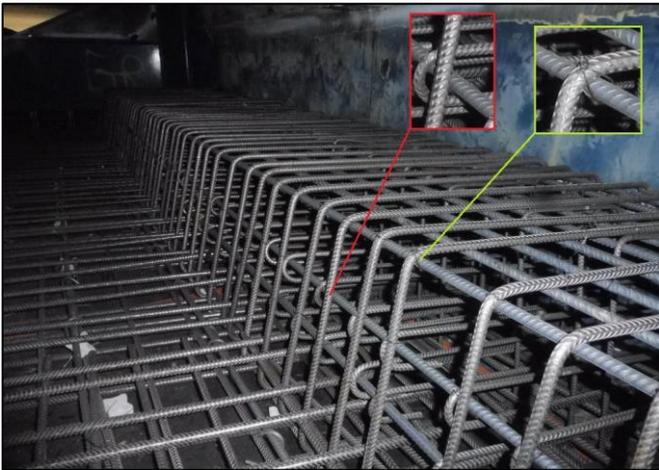


Figure n°5: Vérification de la présence de ligature sur le ferrailage d'une pièce avant bétonnage.

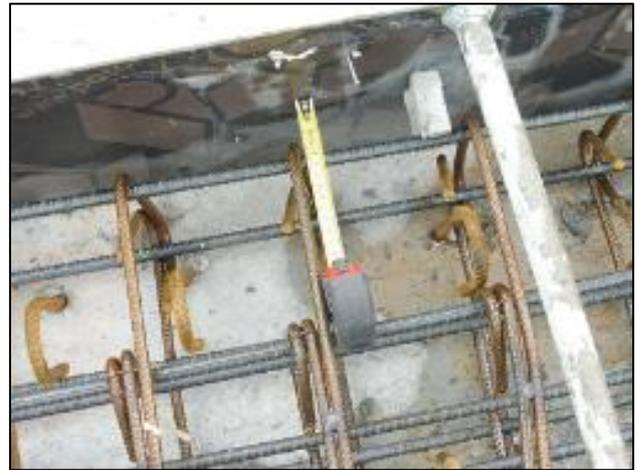


Figure n°6: Présence d'une cale et vérification de l'enrobage au mètre ruban avant la mise en œuvre du béton.

La reconnaissance du diamètre des armatures et de leur propreté par imagerie semble une piste à écarter dans un premier temps.

Bétonnage

Par une analyse documentaire et un rattachement entre d'une part les bons de livraisons (Figure 7) et les bons de pesée à chaque livraison de béton et d'autre part la liste des matériaux agréés, le contrôle de la formulation, de la provenance et de la nature du béton semble réalisable par imagerie. De manière similaire au ferrailage, la question de l'analyse documentaire peut être prise sous deux angles distincts (voir le paragraphe « Ferrailage »).

QTE	CODE BTON	CERTIFICATION	No Contrat
5.00 m3	15034524	NF	Incofara:
BPS NF EN 206/EN			
Véris			
Chaussée			
Classe d'exposition		XF3	
Classe de Résistance en Compression		C35/45	
Consistance		AFFRAIS CIBLE 150MM	
Dens		22 m	
Teneur en Chlorure		CL 0,4	
Type de Cisant		CEN 1 50,5 N-ERS CE PN CPE NF	
HEURES			
HEURE DE DÉPART	ARRIVÉE CHANTIER	DÉBUT DÉCHARGEMENT	FIN
12:30	13H30	13H35	

Figure n°7 : Extrait d'un bon de livraison

La quantification de la hauteur de chute du béton par l'imagerie (mesure de hauteur à +/- 10 cm) est envisageable par une analyse visuelle d'un opérateur en mode télésurveillance (Figure 8). La détermination de cette hauteur de chute basée sur une analyse automatisée des images semble plus complexe.



Figure n°8: Hauteur de chute du béton. Détermination possible par un agent à partir de vidéos ou. automatisé de la tâche .

De même, le suivi par imagerie des moyens de vibration mis en œuvre et de la bonne qualité de son exécution est envisageable par l'analyse visuelle d'un opérateur mais pas, dans un premier temps, pour une analyse automatisée des images. Pour ce type d'opération, exploiter des données obtenues par un matériel de vibration connecté semble une piste intéressante.

La vérification du temps d'attente des toupies et plus largement du temps entre la confection du béton en centrale et la fin de sa mise en œuvre sur site est envisageable par une analyse visuelle, réalisée par un opérateur, associée à une première analyse automatique des documents.

Cette même vérification automatisée impose un enregistrement caméra (détection et repérage des véhicules) et semble plus complexe à développer.

De la même manière, la vérification par l'image de l'application d'un produit de cure en fin de bétonnage est réalisable par analyse visuelle de type télésurveillance et plus complexe par analyse automatisée. Pour ce type d'opération, la reconnaissance du produit de cure mis en œuvre ne semble pas prioritaire.

La vérification du respect du délai de décoffrage, pour un décoffrage « franc » de la pièce bétonnée est envisageable par imagerie. Dans les cas plus complexes d'une simple ouverture de coffrage ou de multiples opérations de bétonnage similaires sur un même chantier, la vérification par imagerie est compliquée.

Le suivi de la mise en œuvre des protections par temps froid est réalisable par analyse visuelle. Un suivi automatisé s'appuyant sur des images issues de caméras thermiques pourrait être imaginé. Dans ce cas, un contrôle du fonctionnement des éléments chauffants est possible.

Opérations préalables à la réception

Les mesures théoriques à réaliser lors des épreuves de chargement sont des mesures de flèche à mi-travée et un nivellement des appuis. Des systèmes réalisant ces mesures et s'appuyant sur l'imagerie existent. Il reste à les évaluer. Dans quelques cas spécifiques, comme pour un pont-cadre, la flèche sera très faible, en dessous du mm, et l'imagerie risque de ne pas être assez précise,

La réalisation du nivellement initial de l'ouvrage est envisageable par photogrammétrie mais reste complexe. De plus, la valeur ajoutée de l'imagerie sur le nivellement par rapport au passage d'un géomètre semble faible bien que la photogrammétrie présente l'avantage de « niveler » un très grand nombre de points.

La réalisation de l'inspection détaillée initiale par des techniques d'imagerie est complexe, mais reste envisageable pour des désordres conséquents allant jusqu'à des ouvertures de fissure supérieures à 0,3 mm. Elle nécessite des prises d'image en gros plan (visions localisées).

Lorsque les désordres recherchés sont très petits (ouverture de fissures inférieure à 0,3 mm), l'imagerie ne semble pas adaptée aux exigences de l'inspection.

Bilan

Les tableaux des pages suivantes décrivent la faisabilité des analyses proposées ci-dessus. En vert, apparaissent les tâches immédiatement accessibles en assemblant des techniques existantes ; en orange, les tâches faisables, mais nécessitant des développements particuliers ; en rouge, les tâches qui nécessitent la levée de verrous technologiques ou scientifiques.

Le temps de mise en œuvre des tâches de la colonne verte serait de l'ordre de 1 ETP/an (Équivalent Temps Plein par an) d'ingénieur (soit environ 100 à 150 k€). On peut envisager 2 à 3 ETP/an supplémentaires pour la colonne orange et plus de 3 ETP/an pour la colonne rouge, qui requiert des recherches plus approfondies.

À ces temps, il convient naturellement d'ajouter le coût des investissements en matériels.

Implantation			
Implantation de l'ouvrage			Difficile au vu de la précision attendue Peu de valeur ajoutée (*)

Ferrailage			
Contrôle de la provenance et de la nature des aciers (BL, étiquetage, marquage)	Réalisable (**)		
Contrôle de la géométrie du ferrailage, de la présence de cales pour le respect des enrobages et de la propreté des armatures	Pour le nombre et la position des armatures (1er lit) et avec une analyse visuelle de l'image	Pour le nombre et la position des armatures (1er lit) et avec une analyse automatisée des images	Pour la reconnaissance du diamètre des armatures et de la propreté
Contrôle du ligaturage et des soudures			Pour le contrôle du ligaturage et des soudures

(*) On peut se poser la question de la valeur ajoutée de l'imagerie comparée au passage d'un géomètre

(**) La question de l'analyse documentaire peut être prise sous deux angles : on met au point un outil qui apprend à lire les documents actuellement utilisés sur chantier OU dans le cadre du chantier de demain, on met au point un outil fonctionnant avec des éléments dématérialisés

Bétonnage			
Vérification des bons de livraisons et de pesée à chaque livraison de béton	Réalisable (**)		
Contrôle de la hauteur de chute du béton		Pour l'analyse visuelle et automatique (difficile de mesurer au cm)	
Contrôle des moyens de vibration	Pour une analyse visuelle de type télésurveillance	Pour une analyse automatisée et un signe distinctif pour l'agent concerné (ex : gilet bleu)	Pour une analyse automatisée
Vérification du temps d'attente des toupies et/ou temps entre confection et mise en œuvre	Pour une analyse visuelle de type télésurveillance	Pour une analyse automatisée	
Vérification de l'application d'un produit de cure en fin de bétonnage (produit pulvérisé)	Pour une analyse visuelle de type télésurveillance	Pour une analyse automatisée	Pour une reconnaissance du produit de cure
Contrôle du délai de décoffrage	Pour un décoffrage « franc » de la pièce bétonnée		Dans le cas d'une simple ouverture de coffrage ou dans le cas d'autres opérations de bétonnage similaires sur le même chantier
Mise en œuvre des protections par temps froid	Pour une analyse visuelle de type télésurveillance	A l'aide d'une caméra thermique	

Opérations préalables à la réception			
Epreuves de chargement : mesure de flèche et nivellement des appuis	Système existant qui reste à évaluer		
Nivellement initial de l'ouvrage		Envisager avec de la photogrammétrie Peu de valeur ajoutée (*)	
Inspection détaillée initiale : Relevé de l'ensemble des désordres notamment la fissuration		Pour des désordres conséquents (ouverture de fissures supérieure à 0,3 mm)	Pour des désordres très petits (ouverture de fissures inférieure à 0,3 mm)

V.2 Approche par techniques d'imagerie

L'analyse de l'exemple du pont courant en béton armé fait ressortir plusieurs thématiques possibles pour un projet.

- Analyse documentaire par traitement d'images : l'imagerie peut apporter une plus-value à plusieurs étapes du projet (livraisons notamment). Les technologies sont assez mûres (reconnaissance de caractères, de mots, voire analyse de langage naturel). Une question importante est de savoir où l'on fixe le curseur entre :
 - Beaucoup d'intelligence (artificielle) dans le traitement et peu de changement dans les pratiques actuelles
 - Peu d'intelligence artificielle au prix d'une standardisation des documents

De ce choix dépend le temps de mise en place et de développement du produit : « *time-to-market* ». On peut même imaginer une dématérialisation complète des échanges et la disparition des documents papier.

- Analyse de changements, de mouvements, de mesures à partir d'images : l'imagerie permet de gérer plusieurs étapes de l'avancement du chantier. Les développements seront à adapter à l'étape considérée. C'est en particulier le cas de l'outil de prises de vues (caméras/appareils photos fixes, en champ large, couvrant l'ensemble du site vs. caméras/appareils photos portables, pour une vision rapprochée), voire de la modalité d'imagerie considérée : optique classique, infra-rouge thermique, voire caméras hyper-spectrales. Enfin, on devra utiliser des méthodes adaptées dès lors qu'une mesure sera attendue (caméras 3D, stéréovision photogrammétrique, association image-laser, etc.).

L'analyse d'images doit apporter un "plus" par rapport à une présence sur le terrain (exemple de la vérification des ligatures ou des soudures). L'horodatage, la géolocalisation et l'orientation des photographies en sont une, car cela permet une traçabilité des différentes étapes.

- Géolocalisation, horodatage et objets connectés : certaines étapes difficiles pour l'analyse d'images pourraient être grandement facilitées par l'utilisation d'outils localisés en temps et en espace (exemple de la vibration du béton). Dans ce contexte, les objets connectés sont amenés à jouer un rôle prépondérant. Par objets connectés, on entend donc, non seulement les capteurs d'images (smartphones et caméras), mais aussi de multiples objets du chantier, tels que les EPI, les matériels et outils, les véhicules et leurs équipements. On peut donc imaginer des projets spécifiques autour de l'usage de ces technologies.

Ces projets ne pourront se déployer que dans le cadre d'une architecture informatique globale incluant des fonctionnalités :

- de géolocalisation précise d'objets et d'horodatage de données et d'événements
- de suivi documentaire multimédia (images, commentaires sonores, données d'essais)
- d'échanges de données au sein du chantier
- de traitement des données adapté au suivi des différentes tâches du chantier
- de suivi global du chantier (planning)

Cela nécessite non seulement la mise au point de procédures, méthodes et outils (cf. Les trois points ci-dessus), mais aussi l'établissement de standards. Une grande part du travail vers le chantier 2.0 devra se focaliser sur ces points.

VI. Perspectives

Les champs ouverts par les techniques d'imagerie pour l'appui à la bonne conduite d'un chantier sont extrêmement nombreux. L'aboutissement des développements nécessaires requiert la constitution d'une équipe pluridisciplinaire regroupant des spécialistes en imagerie, des maîtres d'œuvre et des spécialistes des différentes thématiques « métiers »-(béton, métal, sécurité...).

Les développements à consentir pour offrir au maître d'œuvre une panoplie complète d'outils nécessaires à l'exercice de son métier pour le contrôle de l'exécution de l'ouvrage sont lourds. Cette approche révolutionnaire maximise l'aide apportée, mais maximise également les coûts et les délais de développement. L'ordonnancement des développements pourrait être alors de se concentrer dans un premier temps sur les ouvrages les plus courants du domaine du génie-civil (les dalles et ponts-cadres en béton armé) pour envisager dans un deuxième temps de produire des modules complémentaires (appuis, fondations, équipements, structures métalliques...).

Une autre approche serait de structurer les développements par technique de traitement d'images, ce qui permettrait de les rentabiliser plus rapidement. Que peut-on faire avec une scannette, avec une caméra grand angle, avec des photos 3D visant des détails constructifs ? Cette approche permettrait d'optimiser l'investissement, mais n'offrirait, dans un premier temps, qu'un appui partiel au maître d'œuvre, en se concentrant sur certaines fonctionnalités, parmi les plus universelles et adaptées à tout type de chantier.

La révolution des métiers permettant la bonne gestion des chantiers est en route. Une surveillance continue, exhaustive, couplée à de l'intelligence artificielle apportera une meilleure garantie à tous les acteurs. Ces outils seront par ailleurs certifiables ce qui permettra d'assurer la confiance entre tous les acteurs du chantier.

VII. Références bibliographiques

- [1] MEMOAR Mémento pour la mise en œuvre sur ouvrages d'art, SETRA, mars 2005
- [2] « Les chantiers du BTP s'équipent des technologies de reconnaissance vidéo », A. Marty, Usine nouvelle, article de blog du 20 novembre 2018
- [3] « Les drones à l'assaut des chantiers », F. Maillet, M. Dejeu, C. Gitton et J. Ibelaidene, Le moniteur, mai 2017
- [4] « Le drone, le nouveau génie du chantier », Traktor, octobre 2016
- [5] « L'intelligence artificielle pour les chantiers du BTP », S. Fontaine, Industrie et technologies, décembre 2017
- [6] « Chantiers connectés : le nouveau terrain de jeu des startups IoT », Arthur L, Objetconnecte, février 2016
- [7] « La réalité augmentée dans le bâtiment : le futur du suivi de chantier ? », Cofisotf, juillet 2018
- [8] « Dans la peau d'un doctorant », Bouygues-construction.com, article du 28 juin 2018
- [9] « Le chantier connecté selon Vinci », M. Dejeu, Le moniteur, article de blog du 4 juillet 2018

Quelques entreprises spécialisées

Deepomatic, reconnaissance vidéo à échelle industrielle <https://www.deepomatic.com/>

Avanteam, lecture automatique de documents <https://www.avanteam.fr/fr/Solutions/Par-Besoin/Capture-et-lecture-automatique-des-documents-LAD?AspxAutoDetectCookieSupport=1>

Parrot, solution Air support ; Services professionnels par drones et Data Engineering ; <https://www.parrot.com/fr/drones>

Devisubox, Suivi de construction HD ; <http://www.devisubox.com/>

ESscadrone Fabricants de drones professionnels et formation ; <https://escadrone.com/>

Drones-images, <http://www.drones-images.fr/genie-civil-drone>

Réglementation et législation

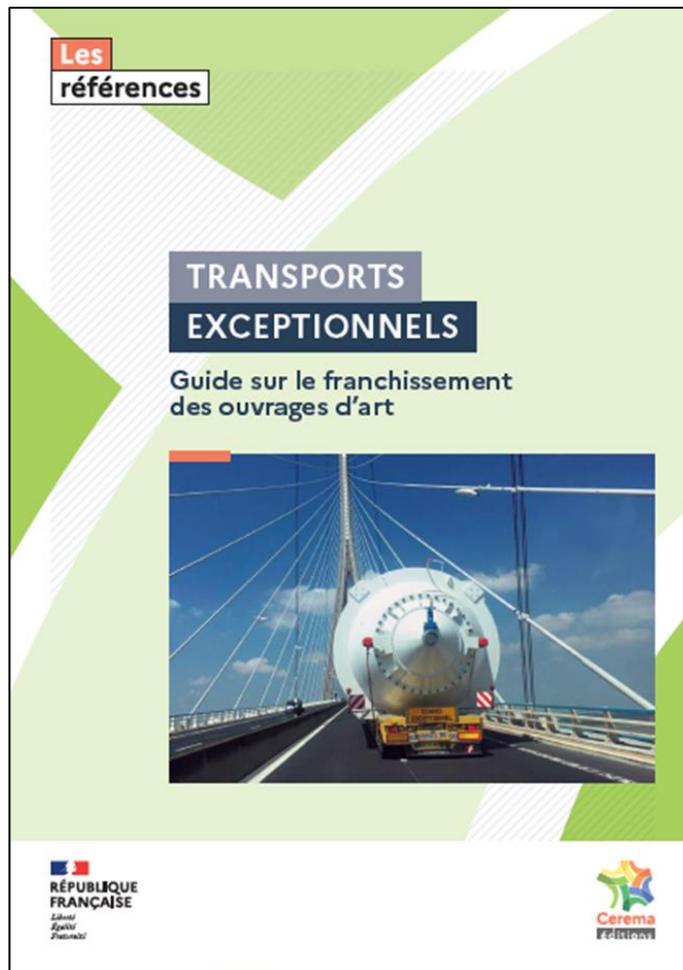
<https://www.cnil.fr/fr/RGPD-exemple-information-salaries-videosurveillance-au-travail>

A. Marty, « la vidéo-surveillance intelligente : respect des libertés individuelles et sensibilisation du public », article de blog du 01/10/2018. <https://www.usinenouvelle.com/blogs/augustin-marty/la-video-surveillance-intelligente-2-2-respect-des-libertes-individuelles-et-sensibilisation-du-public.N749199>

Les dernières publications OA du Cerema

Transports exceptionnels

Guide sur le franchissement des ouvrages d'art



Compte tenu des importantes évolutions apportées au domaine des transports exceptionnels routiers et de la réglementation correspondante, ce guide remplace le document du Sétra d'octobre 1982 joint à la lettre-circulaire R/EG 3 du 20 juillet 1983.

Ce document relatif aux conditions de passage des convois exceptionnels sur les ouvrages d'art vis-à-vis de l'aspect structurel est actualisé afin d'être en cohérence notamment avec les évolutions du trafic, l'arrêté du 4 mai 2006 modifié, les Eurocodes et les récentes cartes 72 tonnes, 94 tonnes et 120 tonnes.

Ce guide :

- donne des indications sur les recalculs d'ouvrages existants sous le passage de convois
- donne des indications sur le dimensionnement des ouvrages à construire prenant en compte des convois
- définit des convois types pour les calculs structurels (convois types des 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} catégories).

Note d'information Ouvrages d'Art n°7

Exécution des structures en acier - Compléments techniques transitoires pour la bonne application du fascicule 66 du CCTG



Le fascicule 66 du Cahier de Clause Techniques Générales des marchés de travaux (CCTG) portant sur la construction de structures à ossature en acier est en cours de révision. Dans l'attente de sa mise à jour, des stipulations techniques transitoires doivent être incluses dans les CCTP de marché de travaux pour assurer la qualité requise de ces structures.

Les évolutions récentes de la norme de référence (NF EN 1090-2 : Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 2 : Exigences techniques pour les structures en acier version 2018) rendent la version actuelle (2012) du fascicule 66 du CCTG en décalage avec les exigences de qualité qui font consensus dans la profession.

Cette note d'information détaille les clauses qu'il est fortement recommandé d'inclure dans le CCTP de tout nouveau marché de travaux de construction d'un ouvrage d'art à ossature métallique, dans l'attente de la mise en cohérence / à jour du fascicule 66 du CCTG.

Ecrans et protections acoustiques

Guide du maître d'ouvrage et du maître d'œuvre



Qu'il provienne des transports, du voisinage ou encore du milieu professionnel, le bruit est une source de nuisance quotidienne pour une grande majorité de Français. Ce sont les transports qui engendrent le plus de pollutions sonores si bien que des textes encadrent la lutte contre cette nuisance. Sont ainsi privilégiées des protections de type écrans acoustiques qui permettent un traitement global des bâtiments riverains plutôt qu'un traitement local jugé moins efficace. Ces équipements doivent répondre aux exigences du marquage CE et des normes européennes encadrent la caractérisation de leurs performances.

Cet ouvrage dresse un état des lieux de ces normes et apporte une aide précieuse à leur bonne application. Il intéressera ainsi les maîtres d'ouvrage mais aussi l'ensemble des acteurs de la filière construction : bureaux d'études, architectes, fabricants.

Toutes les publications présentées sont disponibles sur la plateforme documentaire du CEREMA : <https://doc.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 › Cerema Centre-Est

Crédits photos › Cerema, Conseil Départemental de Meurthe-et-Moselle, Quadric

ISBN > 978-2-37180-590-3

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