



Sommaire

■ Les projets

Le pont de l'échangeur A2/A23 à la Sentinelle (59) 4

Clément Amourette

Un pont portique innovant en BFUP 26

Freddy Cuzzy, Laurent Loutte

■ Les expertises

Perspectives de valorisation de matériaux excavés riches en sulfates 43
dans le béton du futur tunnel de base Lyon-Turin

Stéphane Lavaud, Mickaël Saillio, Loïc Divet, Elsa Hugot, Jacques Burdin

■ Le kiosque du CTOA, les dernières publications OA

Analyse de risques des ponts en site affouillable 56

Des ponts à vivre – Concilier ouvrage d'art et qualité de vie 57

Fascicule 32 de l'ITSEOA – Ponts en béton précontraint 58

Décapage des peintures des OA métalliques 59

Caractérisation du déchet et proposition de filières de gestion

Démolitions des ponts et de leurs déchets 60

Annexes téléchargeables

Directeur de la publication › Pascal BERTEAUX

Directeur délégué › Georges TEMPEZ

Comité éditorial › Christophe AUBAGNAC (Cerema CE) - tél. : 03 85 86 67 02
Jean-François BARTHÉLÉMY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 27
Gaël BONDONET (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 81
Jean-Christophe CARLES (Cerema Med) - tél. : 04 42 24 76 86
Pierre CORFDIR (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 56
Bruno GODART (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 83 32
Laurent LABOURIE (Cerema NP) - tél. : 03 20 49 61 81
Jean-Michel LACOMBE (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 67
Patrick LOSSET (Cerema SO) - tél. : 05 56 70 67 03

Rédacteur en chef › Daniel de MATTEIS (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 31

Photo de couverture : pose avec chariots automoteurs du tablier à poutres latérales d'un nouveau passage supérieur sur l'A4, à Champigny (94) – Photo DIRIF

Le pont de l'échangeur A2/A23 à la Sentinelle (59)

Un ouvrage courbe dans un nœud routier dense

Clément Amourette¹

¹ Cerema Nord-Picardie, 44ter rue Jean Bart, CS 20275 59019, LILLE Cedex, clement.amourette@cerema.fr

Résumé

L'ouvrage de franchissement des voies autoroutières par la bretelle de l'échangeur entre l'A2 et l'A23 constitue un exemple récent de pont à la courbure très prononcée mis en œuvre dans des conditions d'exploitation contraintes.

L'article présente le projet ainsi que les techniques de mise en place de l'ouvrage et fait un retour d'expérience sur les méthodes d'exécution et les particularités des ouvrages de très forte courbure. L'article reproduit certaines photographies du lancement ainsi que des extraits de notes de calcul et de plans d'exécution avec l'accord du maître d'ouvrage et du bureau d'étude en charge de l'exécution. L'auteur remercie donc M. Vincent Rousseau, de la DREAL Hauts-de-France ainsi que M. Koen Calleyl, de Victor Buyck Steel Construction, pour leur aimable autorisation.



Figure 1 : Vue générale de l'ouvrage

I. Contexte général

Le mardi 13 décembre 2016, l'ouvrage situé sur la bretelle de l'échangeur entre l'A2 et l'A23 a été inauguré sur le territoire de la commune de la Sentinelle, dans le département du Nord (59). Cet échangeur permet désormais aux usagers de l'A2 circulant en direction de la frontière belge depuis Paris de rejoindre directement l'A23 dans le sens Valenciennes-Lille.

L'objectif de cette opération était à la fois de favoriser la fluidité du trafic et de soulager la commune de la Sentinelle qui était traversée par un fort trafic de transit, et ainsi d'améliorer la qualité de vie des riverains ainsi que les échanges Paris-Lille.

Le présent article se propose, d'une part, de revenir sur les besoins ayant conduit à projeter la construction de l'échangeur ainsi que sur les contraintes auxquelles la solution technique devait satisfaire et, d'autre part, de décrire la conception de cette solution de franchissement ainsi que sa réalisation. Dans un premier temps le contexte général de l'opération sera rappelé puis dans un second temps la présentation de l'ouvrage se focalisera sur les aspects techniques liés à sa conception et à son exécution.

I.1 Contexte général de l'opération

Le but de l'opération consistait à compléter l'échangeur existant entre l'A2 (permettant de relier Paris à Bruxelles) et l'A23 (permettant de relier Valenciennes à Lille). Avant la mise en service de l'ouvrage, l'autoroute A23 venant du Nord (Lille) rejoignait l'A2 par l'intermédiaire d'un échangeur partiel ne permettant un transfert direct des usagers que dans le sens A23 – Lille vers A2 – Bruxelles. Dans le sens A2 – Paris vers A23 – Lille, les usagers étaient contraints de sortir à hauteur de la ville de la Sentinelle (59), à proximité de Valenciennes, pour emprunter une portion de la RD 630 d'environ 700m avant de pouvoir rejoindre l'A23 en direction de Lille. Cet itinéraire présentait l'inconvénient de solliciter la RD 630 pour des fonctions de transit autoroutier qui s'ajoutaient à ses fonctions de desserte locale et de circulation urbaine (véhicules légers et piétons), ce qui entraînait des situations de congestion et des nuisances locales causées par la difficile cohabitation d'un trafic local et d'un transit autoroutier en site urbain.

Dans ce contexte, la création d'une nouvelle bretelle d'échangeur permettant de relier directement l'A2 à l'A23 dans le sens Paris – Lille a permis de séparer le trafic de transit autoroutier du trafic local et de l'éloigner des zones urbaines. En outre, en assurant la continuité du réseau autoroutier entre Paris et Lille, l'opération a permis d'offrir un itinéraire de substitution en cas de restriction de circulation sur l'A1 (principal axe Lille – Paris).

L'A23, ainsi que la portion concernée de l'A2, faisant partie du réseau routier national non concédé, l'opération a été pilotée et réalisée par les services de l'Etat : la maîtrise d'ouvrage a été assurée par la DREAL Nord Pas de Calais (aujourd'hui DREAL Hauts-de-France) et la maîtrise d'œuvre par la Direction Interdépartementale des Routes du Nord (DIR Nord / SIR Ouest).

La conception du viaduc a été confiée au Cerema Nord Picardie, qui a produit les études de niveau Projet et DCE et qui a assuré la mission de contrôle des études d'exécution de l'ouvrage.

Intervenants du projet :

- Maître d'ouvrage : DREAL Nord Pas-de-Calais
- Maître d'œuvre : DIR Nord / SIR de Lille
- Concepteur : Cerema Nord Picardie
- Architecte : Barbier Laurent

Entreprises :

- Génie civil : Bouygues TP
- Charpente métallique : Victor Buyck Steel Construction
- Fondations : Botte Fondations
- Terrassement : Colas

Etudes d'exécution :

- Génie civil : Ingerop
- Charpente métallique : Victor Buyck Steel Construction
- Fondations : Botte Fondations

Contrôle des études d'exécution :

- Cerema Nord Picardie

I.2 Situation et contraintes de franchissement

Le site dans lequel s'inscrit le raccordement comportant de nombreuses infrastructures (A2, A23, routes départementales et ligne haute tension), le tracé de la bretelle s'en est trouvé fortement contraint (voir le plan de situation ci-après).



Figure 2 : Plan de situation (Cerema NP)

La mise en place de la bretelle a nécessité une solution de franchissement des autoroutes A2 et A23 selon une courbe très serrée : le tracé suit un arc de cercle de près de 120 m de rayon sur une longueur de 186 m, donnant ainsi au tablier l'allure d'un quart de cercle amenant les usagers de l'Ouest vers le Nord, comme le montre le plan d'implantation de projet ci-dessous.

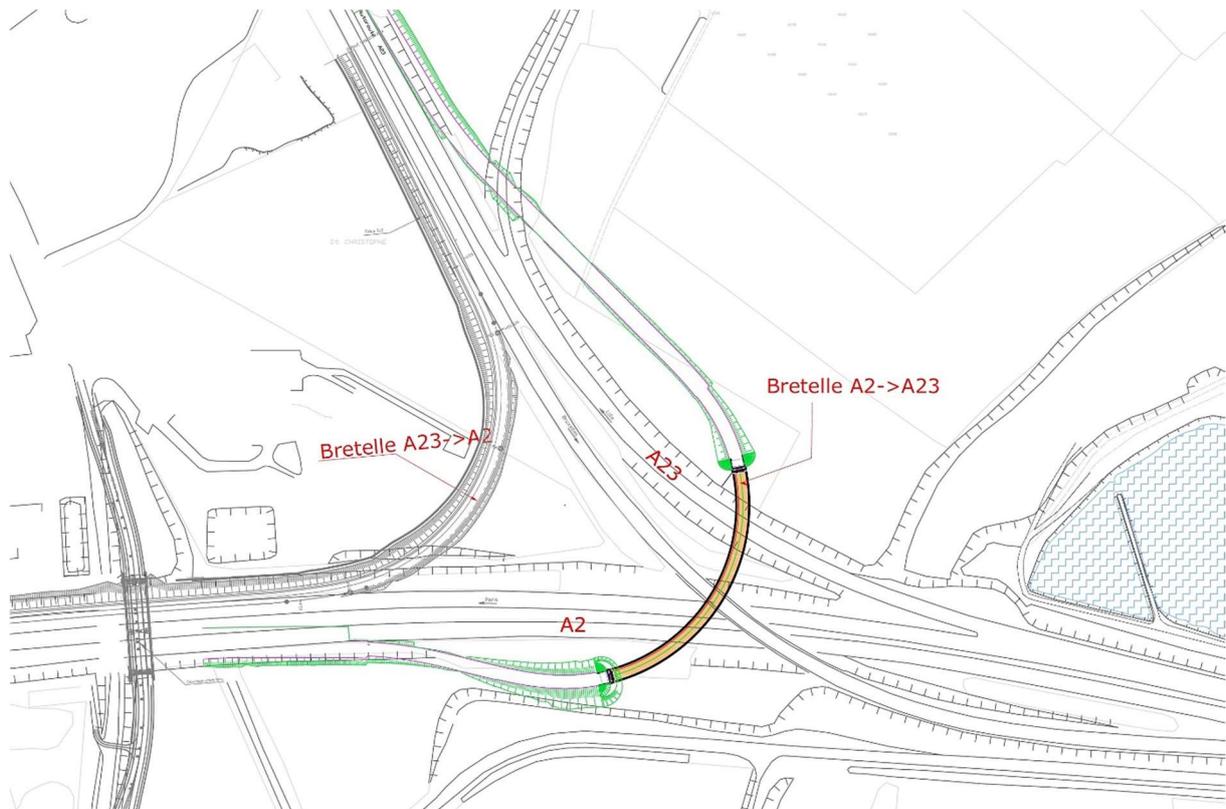


Figure 3 : Implantation du tablier (Cerema NP)

Le tracé du projet nécessitait notamment le franchissement :

- de l'A2,
- de la bretelle de l'A23 dans le sens Valenciennes – Lille,
- de la bretelle de l'A23 dans le sens Lille – Valenciennes, cette dernière étant aérienne et franchissant l'A2.

Les franchissements réalisés par le viaduc induisent des contraintes d'exploitation sous chantier importantes : le franchissement de deux autoroutes (entraînant donc la création d'un point triple) très fréquentées a nécessité une solution technique limitant au maximum l'impact des travaux sur la circulation.

Outre les contraintes de circulation sous chantier, la courbure très prononcée de l'axe routier (un rayon constant de 123,00 m), qui s'accompagne également d'une pente transversale particulièrement marquée (7 % déversée vers l'intérieur) a également conduit à devoir trouver une solution de franchissement adaptée aux grandes courbures.

La bretelle est constituée d'une voie de circulation de 4,00 m, d'une bande d'arrêt d'urgence de 3,00 m et d'une bande dérasée de 1,00 m, pour un total de 8,00 m de largeur utile.

Le site de la Sentinelle, et plus globalement la région de Valenciennes, est une zone dite de sismicité modérée (niveau 3 selon le zonage sismique de la France depuis le 1^{er} mai 2011). Ainsi, la forte courbure de l'ouvrage et son classement sismique ont nécessité d'intégrer au projet des dispositions constructives appropriées décrites dans les paragraphes qui suivent.

II. Conception de la solution technique

II.1 Principes de conception

Les contraintes décrites ci-avant ont amené le concepteur, le Cerema Nord Picardie à proposer une solution de tablier susceptible de garantir une rigidité en torsion suffisante et une mise en place rapide. Le tablier est constitué d'un caisson mixte raidi par des diaphragmes et muni de consoles en encorbellement espacées de 3,6 m. Cette solution permet d'une part, d'offrir une grande rigidité au tablier (notamment en torsion) et, d'autre part, de minimiser l'impact sur les voies autoroutières grâce au phasage de construction ci-dessous :

- Lançage de la charpente métallique (dans le cas du viaduc, l'opération a eu lieu de nuit en trois phases successives),
- Mise en place de dalles béton préfabriquées en encorbellement sur les consoles de manière à former, latéralement, un coffrage perdu pour le coulage du hourdis en partie centrale,
- Coulage du hourdis en partie centrale.

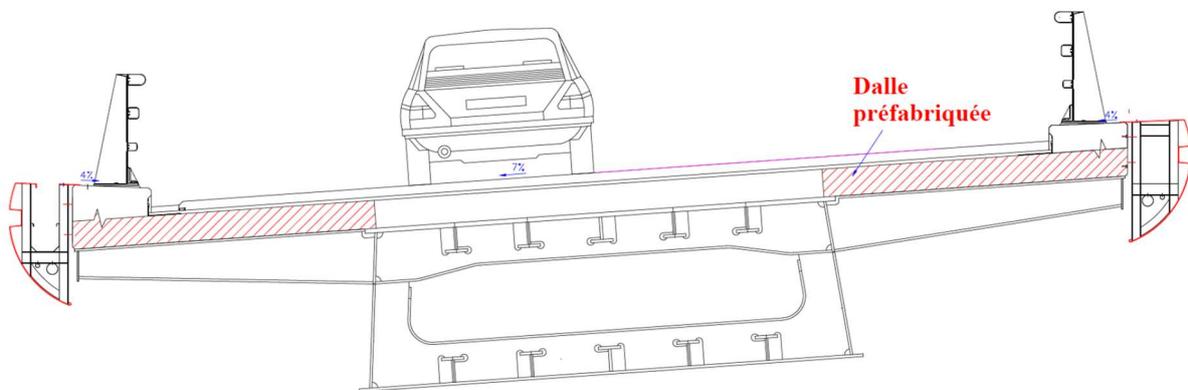


Figure 4 : Coupe transversale du caisson (Cerema NP)

À noter qu'il s'agit ici d'un caisson métallique fermé, possédant une semelle supérieure métallique assurant également une fonction de coffrage perdu pour le coulage de la partie centrale du hourdis et offrant une meilleure rigidité de torsion, pour la phase de lancement notamment.

Travure

Le choix de la travure de l'ouvrage découle avant tout des contraintes géométriques du tracé routier et de la configuration du site (notamment de la présence de l'A2 et de l'A23). La solution

retenue présente cinq travées symétriques de portées curvilignes 30,4 m / 41,8 m / 41,8 m / 41,8 m / 30,4 m, permettant ainsi d'équilibrer l'ouvrage et de limiter les effets de torsion.

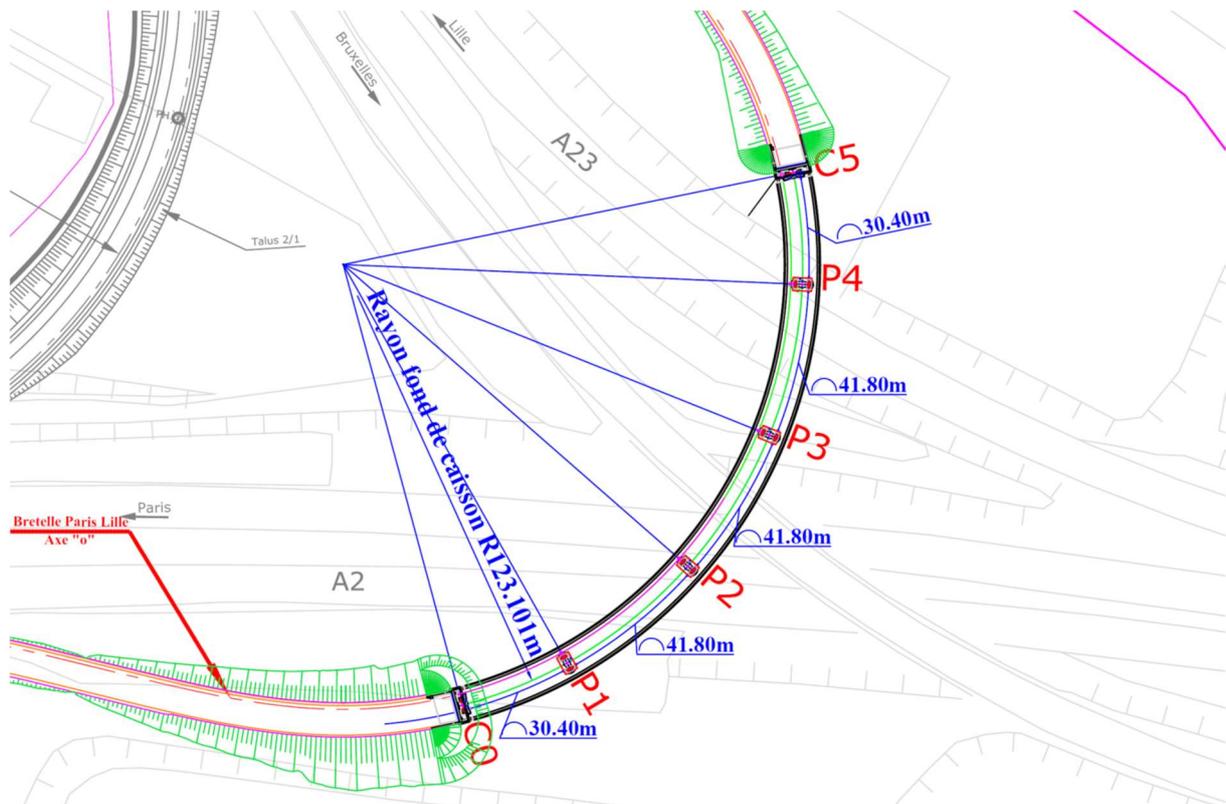


Figure 5 : Vue en plan de l'ouvrage (Cerema NP)

Charpente

Les portées sont relativement modestes pour un ouvrage de type caisson mixte et ont permis, outre la limitation des effets de torsion, de dimensionner un tablier relativement fin, de hauteur modérée (1,70 m sans les couches de chaussées). Le tablier a été conçu avec une semelle inférieure plus large que la semelle supérieure (4,50 m pour la semelle inférieure et 4,20 m pour la semelle supérieure). Cette conception permet notamment d'écarter les appareils d'appui d'une même ligne d'appui et de réduire les déséquilibres de réactions d'appui dus aux effets de torsion. Ce choix permet également de limiter les quantités d'acier dans la semelle supérieure, globalement moins sollicitée.

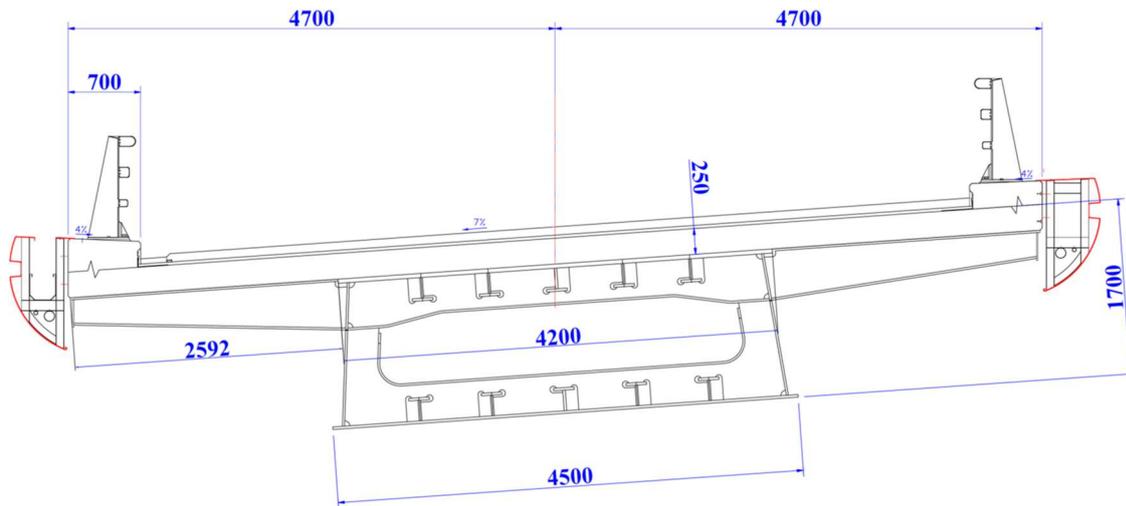


Figure 6 : Coupe transversale du tablier (cotes en mm) (Cerema NP)

Les consoles sont des sections en I reconstituées soudées de hauteur variable d'une longueur de 2,60 m environ. Elles sont implantées radialement par rapport à la courbe de l'ouvrage et sont espacées, à l'axe de l'ouvrage, de 3,80 m, comme les diaphragmes raidissant la section fermée du caisson. Afin de permettre le clavage des dalles préfabriquées, la semelle supérieure des consoles a une largeur de 300 mm.

La charpente est réalisée avec de l'acier classique de nuance S355. L'ensemble de la semelle supérieure du caisson ainsi que les semelles supérieures des consoles sont munis de goujons afin d'assurer une connexion intégrale de la charpente avec le hourdis.

Appuis

Cette solution nécessitait d'implanter la pile P2 dans le terre-plein central de l'autoroute A2, ce qui a nécessité de concevoir des piles intermédiaires présentant des dimensions en plan restreintes : des piles-marteaux constituées d'un fut octogonal de 2 m de diamètre surmontées d'un chevêtre élargi. Ces appuis, comme l'ensemble de l'ouvrage, ont fait l'objet d'une étude architecturale.

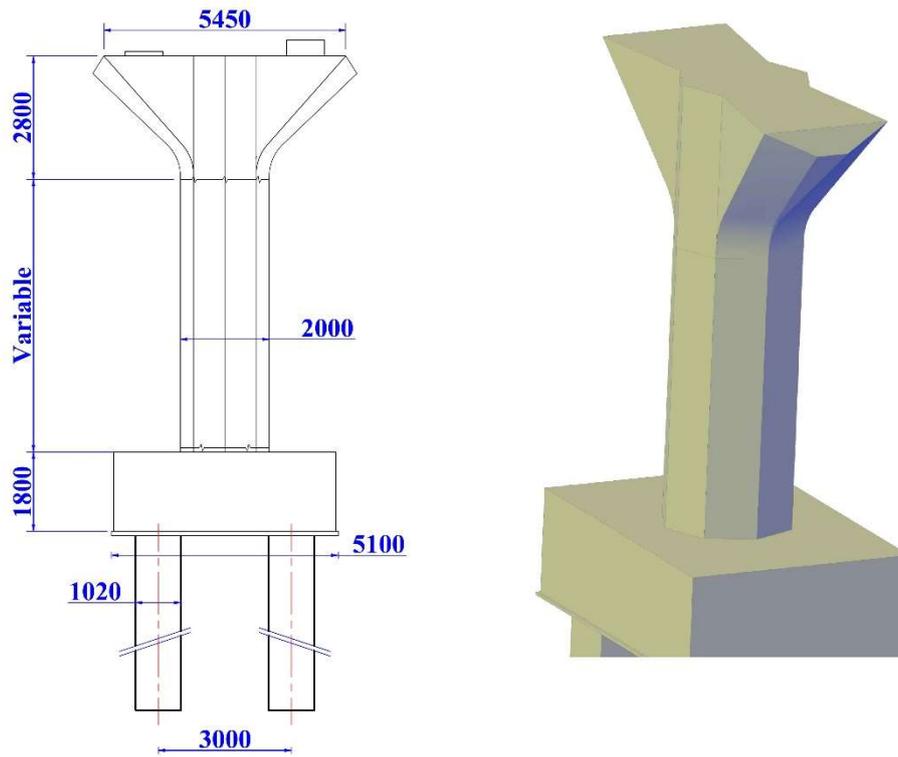


Figure 7 : Piles du viaduc (Cerema NP)



Figure 8 : Pile du viaduc (2) (Cerema NP)

La pile la plus haute est la pile P2, implantée en terre-plein central de l'autoroute. Elle présente une hauteur visible de l'ordre de 13,00 m. Aux abouts, le tablier s'appuie sur des culées perchées en tête de talus.

Fondations

L'ensemble des appuis sont fondés sur des barrettes (deux par appui y compris les culées).

Le caractère le plus singulier de l'ouvrage tient dans sa courbe très prononcée : avec un rayon de 120 m pour une longueur curviligne de 186 m, les effets induits par la courbure ont fortement influencé les choix de conception et de réalisation (notamment lors de la phase de lancement).

II.2 Une conception souple des appuis

Au regard de la courbure et des sollicitations sismiques, le choix du concepteur a été de conférer de la souplesse aux appuis, d'une part à des fins d'isolation dynamique du tablier et d'autre part, afin de ne pas induire de réactions d'appui parasites dont l'orientation et l'intensité auraient été particulièrement difficiles à évaluer.

Tous les appareils d'appui utilisés sur le viaduc sont des appareils d'appui en élastomère fretté, à raison de deux par ligne d'appui. Ce choix découle à la fois :

- de descentes de charge modérées, notamment sur culées,
- des déplacements transversaux dus aux charges de trafic et à la température,
- de la gestion des sollicitations sismiques.

En outre, aucun point fixe n'a été implanté sur l'ouvrage, laissant ainsi le tablier libre de se déplacer dans toutes les directions. Cette conception « souple » des appuis du tablier entraîne de facto l'apparition de déplacements horizontaux, notamment des déplacements dits transversaux (dans une direction radiale par rapport au rayon de 120 m) mais n'engendre pas d'efforts de blocage ou de réactions d'appui importantes à reprendre par le caisson et les appareils d'appui.

Tous les appareils d'appui utilisés sur l'ouvrage sont munis de dispositif anti-cheminement. Des appareils d'appui glissants sont disposés sur les culées. À noter également qu'une conception « rigide » ou même « guidée » des appuis, si tant est qu'elle ait été faisable, aurait conduit à des efforts ponctuels de déplacements gênés qu'il aurait fallu que le tablier et les appuis reprennent.

II.3 Un tablier optimisé pour une mise en place rapide

Le projet devant tenir compte de fortes contraintes d'exploitation sous chantier et d'un tracé routier très courbe, la solution de structure en caisson fermé constituait un choix de conception approprié répondant à la fois au besoin de rigidité en torsion et de rapidité de mise en œuvre. L'autre choix de conception ayant permis la mise en œuvre rapide du hourdis sur l'extrados est la présence de consoles en encorbellement permettant la pose de dalles préfabriquées sur le tablier. Posées à la grue, ces éléments ont pu servir de coffrage perdu pour la partie centrale du hourdis, coulée en place, afin de simplifier le bétonnage, de le limiter dans le temps et surtout de minimiser l'impact sur la circulation des voies franchies. Cette technique avait déjà

été utilisée pour un ouvrage voisin à Lezennes (59), construit en 2010 dans la banlieue de Lille, là encore un ouvrage de type caisson mixte fermé.

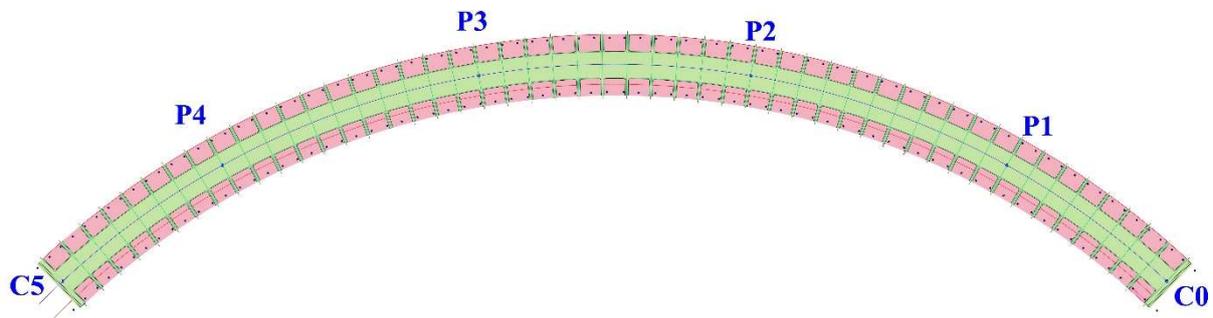


Figure 9 : Dalles préfabriquées (en rouge) (Cerema NP)

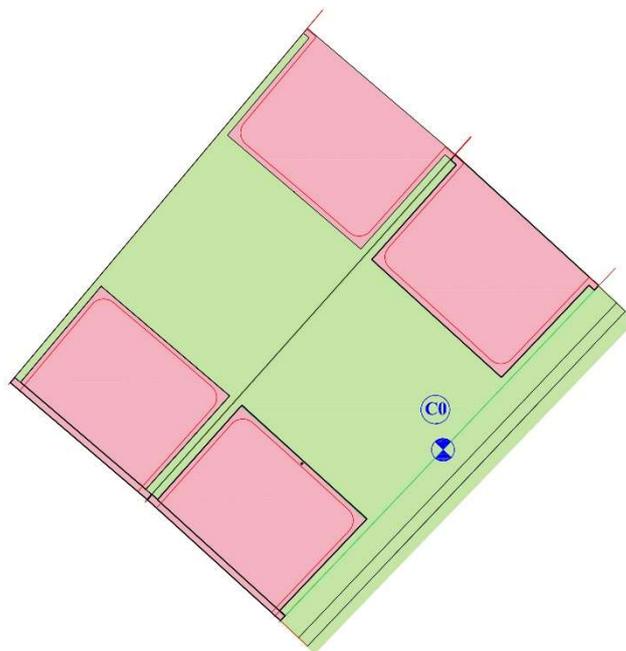


Figure 10 : Détail sur la culée C0 des dalles préfabriquées (Cerema NP)

Une attention particulière a été apportée aux dispositions constructives, notamment vis-à-vis des consoles : la largeur de la semelle de la console doit non seulement permettre un repos d'appui pour les dalles préfabriquées suffisant de chaque côté mais également permettre le recouvrement des aciers longitudinaux en attente de deux dalles consécutives.

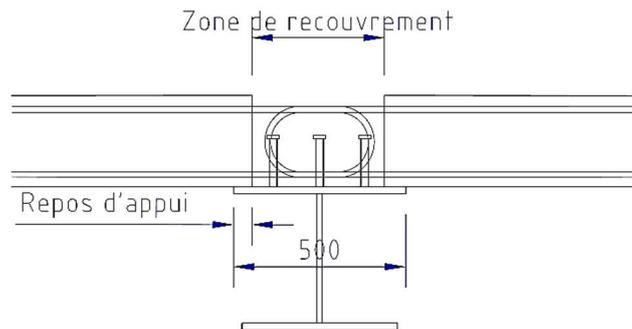


Figure 11 : Zone de clavage des dalles préfabriquées (Cerema NP)

II.4 Une conception parasismique élastique

La région du Hainaut est définie par le zonage sismique français comme une zone de sismicité modérée (niveau 3). La conception parasismique retenue pour l'ouvrage est la conception élastique, principalement fondée sur l'isolation du tablier apportée par les appareils d'appui en élastomère frettés. Outre l'utilisation de ces appareils d'appui, des dispositions constructives complémentaires ont été intégrées dès les études de conception : taquets anti-cheminement pour l'ensemble des appareils d'appui et des butées de sécurité transversales aux culées. En dehors de ces dispositions constructives liées aux conditions d'appui et aux équipements, le séisme n'a que peu influencé le dimensionnement de l'ouvrage, à l'exception du ferrailage des barrettes et des futs ; le tablier mixte étant suffisamment robuste pour reprendre les efforts sismiques.

III. Spécificité des ouvrages à faible rayon de courbure

La particularité de l'OA 3 réside dans son allure géométrique : l'ouvrage présente un rayon de courbure très faible de l'ordre de 120 m et une longueur relativement modeste de 186 m. Cette configuration induit un comportement délicat à appréhender vis-à-vis d'une part de la torsion et d'autre part des efforts horizontaux.

III.1 Effets de la torsion

L'excentrement des charges par rapport à l'axe de l'ouvrage, ainsi que la courbure très prononcée du tablier créent des efforts de torsion dans le tablier, qui se traduisent à la fois par des flux de cisaillement dans la section fermée du caisson mixte et par des différences de descentes de charges sur les appareils d'appui d'une même ligne d'appui, même sous charge permanente. A titre d'exemple, les appareils d'appui coté intérieur de la courbe sont, en ordre de grandeur, 25% moins chargés que les appareils d'appui coté extérieur pour les seules charges de poids propre.

Le choix d'une section fermée rigidifiée par des diaphragmes a permis d'éviter tout phénomène de torsion non uniforme liée à une déformabilité de la section de tablier. Cette indéformabilité a pu être garantie également en phase de lancement grâce à la présence de la semelle supérieure métallique du caisson fermé. Les diaphragmes sur appui sont plus épais (20 mm) que les diaphragmes courants (14 mm), afin de reprendre les réactions d'appui et les moments

associés. L'entraxe des diaphragmes est de 3,80m, légèrement inférieur aux recommandations du guide de conception des ouvrages mixtes du SETRA (qui recommande un entraxe compris entre 4,00 m et 7,50 m) [1]. Les diaphragmes sont des plaques métalliques soumises à des efforts complexes transmis à la fois par le caisson (flexion longitudinale) et par les consoles (flexion transversale du tablier). Au stade des études d'exécution, les justifications des diaphragmes courants et sur appuis ont été réalisées par le bureau d'études charpente à l'aide de modèles aux éléments finis de type plaques permettant d'obtenir l'état de contrainte dans les diaphragmes.



Figure 12 : Vue d'un diaphragme (Cerema NP)

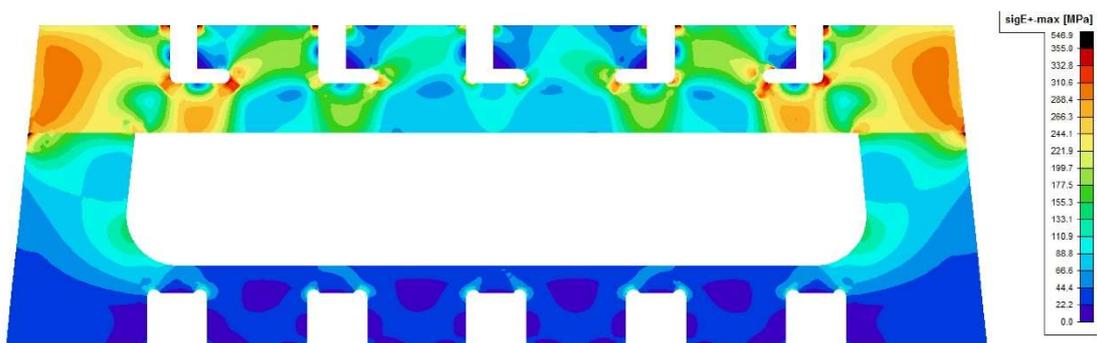


Figure 13 : Cartographie des contraintes de Von Mises dans un diaphragme (NDC V. Buyck)

III.2 Importance des efforts transversaux

Les déplacements subis par un tablier proviennent de différents phénomènes, dont les plus importants sont le retrait, le fluage, les effets thermiques, ainsi que les forces de freinage et les forces centrifuges causées par le trafic routier.

Dans le cas d'ouvrages de grande longueur, la majeure partie des déplacements provient des effets thermiques et de retrait/fluage, proportionnels à la longueur de l'ouvrage. Les mouvements relatifs du tablier par rapport aux culées doivent alors être repris par les appareils d'appui, selon les directions principales de dilatation du tablier ; lesquelles peuvent éventuellement être « guidées ». Pour les ouvrages présentant une courbure, une composante transversale de ces déplacements et des efforts induits est susceptible d'apparaître.

Dans le cas d'ouvrage présentant une forte courbure, les efforts horizontaux, provoqués par les effets thermiques, le retrait, ainsi que le trafic routier, possèdent une composante transversale (radiale) importante. L'OA3 présentant un rayon de courbure très faible et une longueur dilatée relativement modeste, une grande partie de ces efforts sont dus aux forces de freinage et aux forces centrifuges, et non pas aux actions thermiques et de retrait. Ces forces horizontales de trafic (forces centrifuges et freinage) génèrent 90 % des efforts transversaux appliqués aux appareils d'appui des culées, comme le montre le tableau ci-dessous listant les efforts radiaux maximum (dans la direction centrifuge), dont 70% pour les seules forces centrifuges :

Cas de charge	Effort radial max sur appareil d'appui de culée
Retrait	-4 kN
Effets thermiques	36 kN
Vent	32 kN
Freinage	63 kN
Forces centrifuge	232 kN

Tableau 1 : Efforts transversaux s'appliquant aux appareils d'appui des culées

Ces dernières sont définies par la norme NF EN 1991-2 et sont directement proportionnelles à la courbure de l'ouvrage. Dans le cas des rayons de courbure faibles (inférieurs à 200 m), les forces centrifuges s'élèvent à 20% du poids des tandems du chargement principal (LM1 en classe de trafic 2 sur deux voies de circulation) [2].

$$Q_{tk} = 0,2Q_v \quad \text{avec} \quad Q_v = \sum_i \alpha_{Qi} 2Q_i \quad (1)$$

On notera que les formulations analytiques de ces forces proposées par la norme NF EN 1991-2 article 4.4.2 ne dépendent pas de la vitesse autorisée sur la chaussée (50 km/h dans le cas de l'ouvrage A2/A23).

Les efforts horizontaux proposés par la norme NF EN 1991-2 ont été calibrés sur l'hypothèse de camions circulant à 70 km/h pour des ouvrages présentant des rayons de courbure compris entre 1500 m et 200 m [3] :

$$Q_t = \frac{V^2}{gr} Q_v \quad (2)$$

Avec :

V vitesse des véhicules en m/s,

Q_v le poids des tandems du LM1,

r le rayon de courbure en m,

g = 9,81 m/s² (accélération de pesanteur).

Pour les rayons inférieurs à 200 m (celui de l'ouvrage est de 120 m), la valeur des efforts horizontaux centrifuges est plafonnée par l'EN 1991-2 car la probabilité que les véhicules lourds s'engagent dans de telles courbes avec une vitesse de 70 km/h est faible. Dans le cas de l'OA3, la valeur des forces centrifuges retenue est donc $Q_t = 0,2Q_v = 172$ kN.

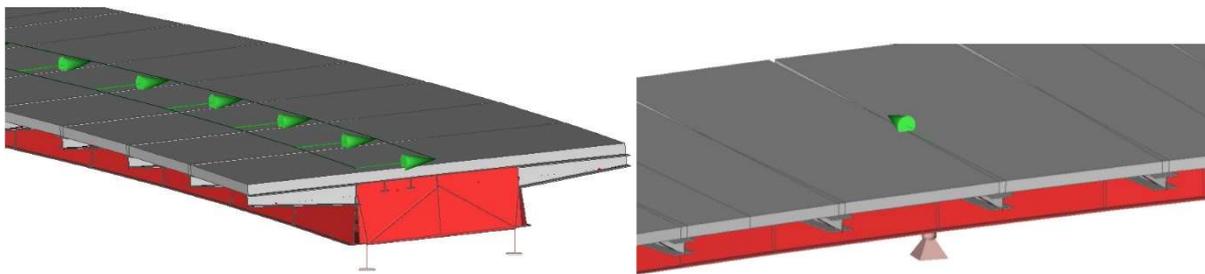


Figure 14 : Modélisation des efforts transversaux de trafic (NDC V. Buyck)

Cette force correspond physiquement au passage de véhicules lourds d'un poids total de 86 tonnes circulant à la vitesse de 55 km/h sur le tablier. Bien que cette vitesse de calcul soit légèrement supérieure à la vitesse limite autorisée sur la bretelle, elle constitue une valeur probable pour une action dite « caractéristique ». En l'absence de dispositif de guidage des déplacements, l'ensemble des forces radiales sont transmises intégralement aux appareils d'appui.

IV. Lançage de la charpente

IV.1 Déroulé du lançage

La charpente métallique, d'une longueur de 187 m, a été lancée de la culée C0 (culée sud) vers la culée C5 (culée nord) de nuit, sous coupure de la circulation des voies franchies. Afin de limiter la durée des coupures et l'impact des travaux sur les circulations de l'A2 et de l'A23, le lançage a été réalisé en trois phases :

- Phase 1 : C0 – P2 franchissement d'un sens de l'A2, réalisé la nuit du 27 octobre 2014,
- Phase 2 : P2 - P3 franchissement intégral de l'A2 et de l'A23 dans le sens Lille-Bruxelles, réalisé la nuit du 18 décembre 2014,
- Phase 3 : P3 – C5 franchissement de l'A23 réalisé la nuit du 17 février 2015.

La cinématique de lancement a été conçue de manière à limiter la durée des coupures des voies routières et notamment celles de l'A2, très circulées.

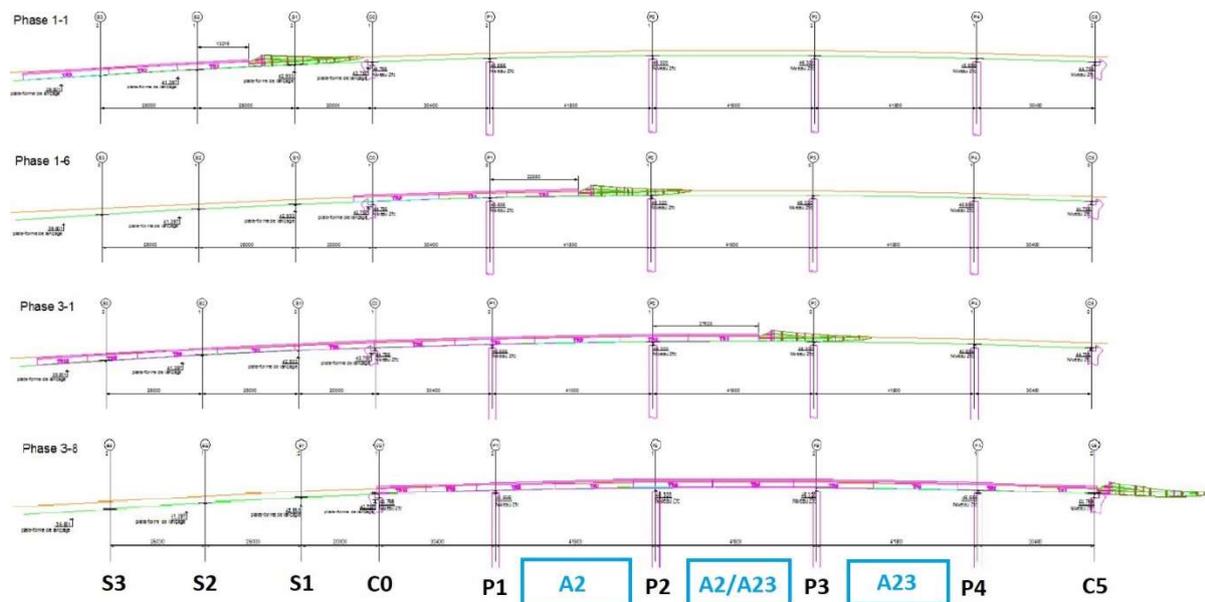


Figure 15 : Cinématique de lancement (NDC V. Buyck)

Trois lignes d'appui provisoires constituées de camarteaux ont été installées sur une aire de lancement derrière C0, l'ensemble des appuis étant équipé de guides latéraux et de plaques téflon.



Figure 16 : Appui provisoire (Cerema NP)



Figure 17 : Plaque téflon sur appui provisoire (Cerema NP)

Les tronçons de caisson ont été assemblés sur une aire de préfabrication attenante à l'aire de lancement, chaque tronçon de charpente ayant une longueur de l'ordre de 21m. Au total, dix tronçons de charpente ont été transportés et assemblés sur site.



Figure 18 : Tronçon de caisson de charpente (Cerema NP)

IV.2 Dispositif technique

Un avant-bec de 30 m pour un poids d'environ 52 tonnes a été assemblé spécialement pour cette opération. Cette pièce était constituée de barres métalliques boulonnées et présentait le même rayon de courbure que le caisson.

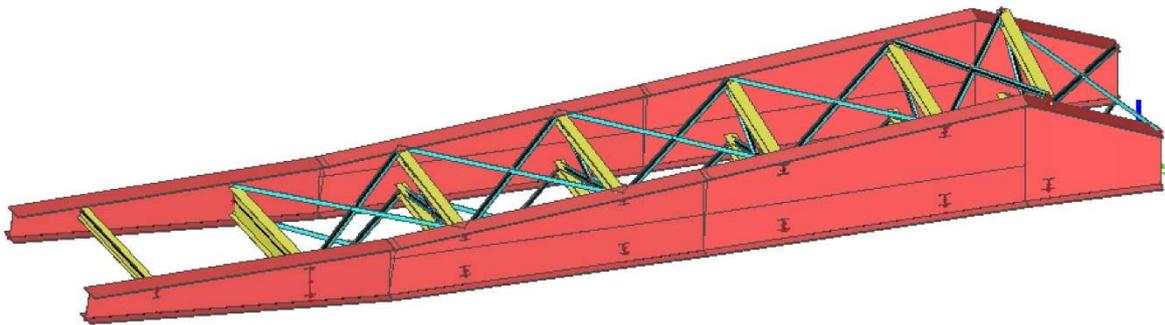


Figure 19 : Avant-bec (NDC V. Buyck)

La charpente a été également équipée d'un arrière-bec constitué de tôles boulonnées sur lesquelles un vérin à câble était fixé. Ce vérin était relié par un câble à un treuil métallique encastré sur la culée C0, ce dernier jouant le rôle de point fixe. En tirant sur les câbles liés au treuil de C0, le vérin fixé sur l'arrière-bec a permis au tablier de progresser vers les appuis intermédiaires et d'atteindre finalement C5.



Figure 20 : Vérin installé sur l'arrière-bec (Cerema NP)



Figure 21 : Treuil métallique installé sur la culée C0 (Cerema NP)

L'ouvrage étant courbe, le câble reliant l'arrière-bec à C0 a été guidé par les camarteaux provisoires situés à l'intérieur du tracé. Le câble avait donc un tracé polygonal pour rejoindre l'arrière-bec à C0.



Figure 22 : Câble de lançage (Cerema NP)



Figure 23 : Câble de lançage (Cerema NP)

L'ouvrage a été lancé sur des balançoires équipées de semelles en téflon. Afin de sécuriser l'opération de lançage rendue délicate par la forte courbure, ainsi que par le dévers transversal important, l'ensemble des appuis ont été bloqués transversalement. Des décollements d'appuis provisoires, identifiés lors des études d'exécution, étaient alors visibles sur l'aire de lançage.



Figure 24 : Décollement d'appui (Cerema NP)

Le tablier a donc été lancé de nuit au-dessus de l'A2 puis de l'A23. En raison du fort dévers ainsi que de la forte courbure du tablier, le lançage avec tout ou partie des prédalles n'était pas envisageable. La charpente a donc été lancée seule.



Figure 25 : Lançage de la charpente (1)



Figure 26 : Lançage de la charpente (2)



Figure 27 : Appui provisoire sur l'aire de lancement (Cerema NP)

Aucun incident n'a été rencontré lors de cette opération délicate.

V. Conclusions

Le viaduc de l'échangeur A2/A23 présente de nombreuses illustrations des enjeux liés à une forte courbure. Les efforts horizontaux, notamment, ainsi que les effets de la torsion, doivent être étudiés et faire l'objet de dispositions techniques appropriées, particulièrement pour ce qui concerne la raideur du tablier et les conditions d'appui. De nombreux ouvrages, même récents, présentent une courbure importante ; comme le pont de Terenez ou le viaduc de Meaux pour ne citer qu'eux ; toutefois la spécificité de l'ouvrage de l'échangeur A2/A23 réside à la fois dans le faible rayon de courbure et dans la longueur relativement modeste de l'ouvrage (186 m) par rapport aux exemples cités plus haut (515 m pour Terenez et 1200 m pour Meaux), ce qui augmente l'importance des efforts horizontaux dus aux charges d'exploitation par rapport à ceux engendrés par les effets thermiques.

L'ouvrage, en service depuis le 16 décembre 2016, a permis de fluidifier la circulation aux abords de La Sentinelle (59) et de soulager la voirie locale du trafic de transit autoroutier. Outre sa fonctionnalité, ses caractéristiques architecturales et ses courbes prononcées en font un ouvrage marquant de l'agglomération de Valenciennes.

VI. Références bibliographiques

[1] SETRA (2010) Ponts mixtes acier-béton. Guide de conception durable.

[2] Norme NF EN 1991-2 Actions sur les structures - Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic.

[3] Calgaro J.-A., Tschumi M., Gulvanessian H. (2010). Designer's guide to Eurocode 1 : Actions on bridges.

Un pont portique innovant en BFUP

Reconstruction du pont sur l'Orne à Boncourt

Freddy Cuzzi¹, Laurent Loutte²

¹ Conseil départemental de Meurthe-et-Moselle, 48 esplanade Jacques Baudot, 54000 Nancy, fcuzzi@departement54.fr

² CEREMA Est, 1 bd Solidarité BP 85230 57076 METZ, laurent.loutte@cerema.fr

Résumé

L'ancien pont sur l'Orne à Boncourt est un ouvrage en maçonneries datant du milieu du 19^{ème} siècle. Il supporte la RD603 dans le Nord du département de Meurthe-et-Moselle. Son état de dégradation très avancé imposait des restrictions des circulations et ne permettait plus d'envisager une solution de réparation pérenne. De plus, l'ouvrage était implanté entre deux virages à angles droits particulièrement dangereux.

Compte tenu de l'ensemble de ces éléments, le Département a programmé sa reconstruction à proximité de l'actuel, ce qui permet d'une part de rectifier la géométrie du tracé routier et d'autre part de maintenir la circulation sur la route départementale durant toute la durée des travaux.

Le nouveau pont sur l'Orne à Boncourt est un ouvrage original et innovant réalisé en BFUP (Béton fibré à ultra-hautes performances) constitué d'un portique de 30m d'ouverture biaise. Ce pont intégral est constitué d'une traverse réalisée à l'aide de 12 poutres préfabriquées jointives en BSI[®] surmontées d'un hourdis en béton traditionnel coulé en place.

Il s'agit, par sa portée, du portique le plus important réalisé dans ce matériau en France.

I. Présentation générale de l'ouvrage

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

L'ouvrage de la RD603 permettant le franchissement de l'Orne sur le territoire de la commune de Boncourt est un ouvrage très ancien datant du milieu du 19^{ème} siècle. Il était constitué à l'origine de trois arches en maçonneries de 8,10 – 9.90 – 12.30 m d'ouverture. La voûte en rive droite a été détruite en 1940 et reconstruite en béton en 1943.

De nombreux désordres sont relevés sur l'ouvrage parmi lesquels des éclats et effritements des pierres, des fractures verticales sur les murs en retour, un disjointoiement généralisé des maçonneries, des défauts d'étanchéité, une décompression de la voûte centrale, ainsi qu'un décollement du bandeau. Son état de dégradation très avancé nécessitait la neutralisation de ses accotements et ne permettait plus d'envisager une solution de réparation pérenne. Un alternat avec un sens prioritaire a dû être mis en place.

Construit perpendiculairement au lit de l'Orne, dans un secteur où le tracé de la RD 603 longe le cours d'eau, l'ouvrage est placé entre deux virages à angles droits, de faible rayon (25 m). Ces derniers sont particulièrement dangereux car ils succèdent à une longue ligne droite de 2 kilomètres. Cette configuration est fortement accidentogène et de nombreux accidents ont été recensés durant ces dernières années. La vitesse de circulation est limitée à 30 km/h sur cette portion de RD classée dans le réseau structurant. La voirie constitue un itinéraire de transports exceptionnels de catégorie B2 (72 tonnes), présentant une restriction de circulation du fait de l'état du pont. Elle est également un itinéraire de délestage de l'A4 et la desserte principale de la zone commerciale de Conflans.

C'est pourquoi, au regard de ces éléments, le Département a programmé sa reconstruction.

Le nouvel ouvrage est construit à côté de l'actuel ce qui a permis, d'une part, de rectifier la géométrie du tracé routier et d'assurer ainsi une meilleure sécurité aux usagers de la route et, d'autre part, de maintenir la circulation sur la RD603 durant toute la durée des travaux.

A l'issue des travaux de construction du nouvel ouvrage, l'ancien pont sera démoli et son environnement immédiat sera réaménagé.

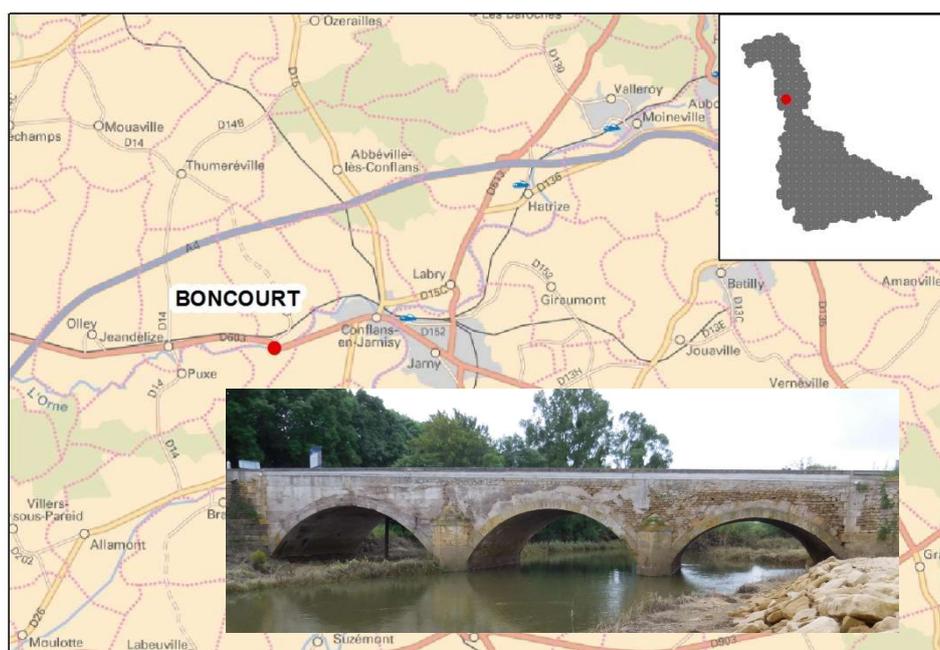


Figure 1 : Plan de situation et vue générale de l'ouvrage

I.2 Caractéristiques générales de la solution de base

La solution de base du DCE est un ouvrage bipoutre mixte isostatique de 30 m d'ouverture biaise soit 31.69 m de portée, qui franchit selon un biais de 69,69 grades la rivière l'Orne (figure 2). L'ouvrage présente une largeur droite constante de 13,00 m jusqu'au virage en about côté Conflans, puis une surlargeur d'environ 50 cm au maximum en extrémité d'ouvrage. Il supporte une chaussée de 11 m de largeur minimale avec un dévers en toit penté à 2,5 %, comportant 2 voies de circulation de 3,50 m chacune encadrées par 2 bandes dérasées de 2 m de large. L'ouvrage ne comporte pas de trottoirs mais deux longrines d'1 m supportant les dispositifs de retenue. Ses principaux équipements sont une couche de roulement de 8 cm d'épaisseur, une

couche d'étanchéité de 3 cm, une barrière de niveau H2 et des corniches métalliques. Son profil en long est placé sur une droite pentée à 0,98% avec un point bas côté Jeandelize (figure 3).

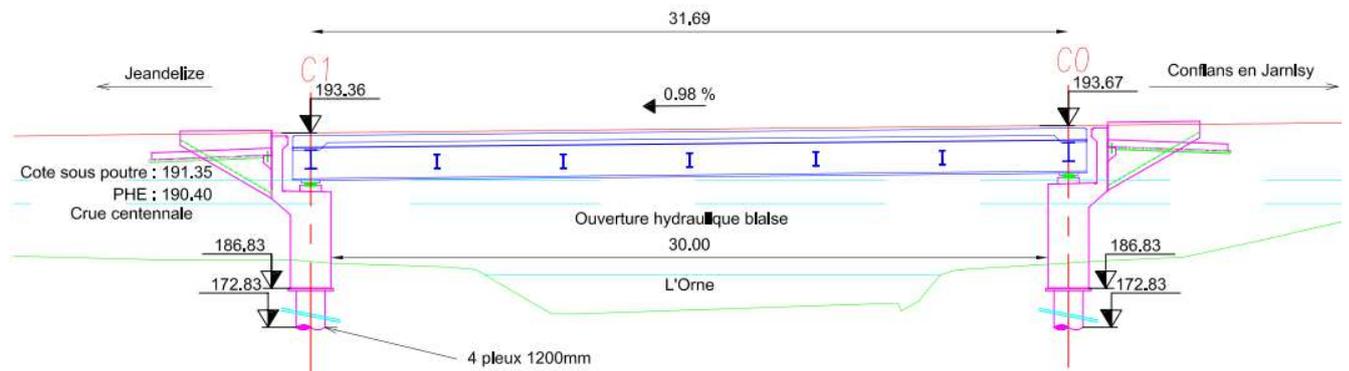


Figure 2 : Coupe longitudinale de la solution de base

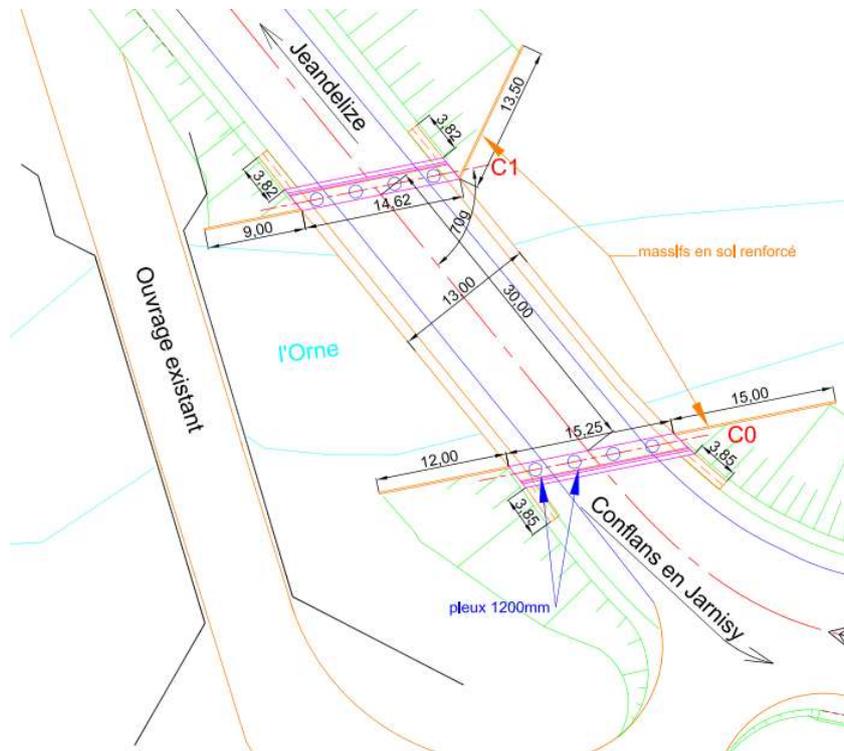


Figure 3 : Vue en plan de la solution de base

Tel que prévu au DCE, le tablier de l'ouvrage était du type bipoutre mixte à entretoises, avec une hauteur totale de 1,40 m pour les poutres principales avec écartement de 7,15m, surmontées d'une dalle dont l'épaisseur variait de 0,40m sur poutre, 0,30 m entre poutres à 0,20 m en bout d'encorbellement (figure 4). Les deux culées sont de type murs de front et sont fondées sur des pieux de 15 m de long. Les remblais d'accès étaient retenus par des murs en aile en massifs en sol renforcé.

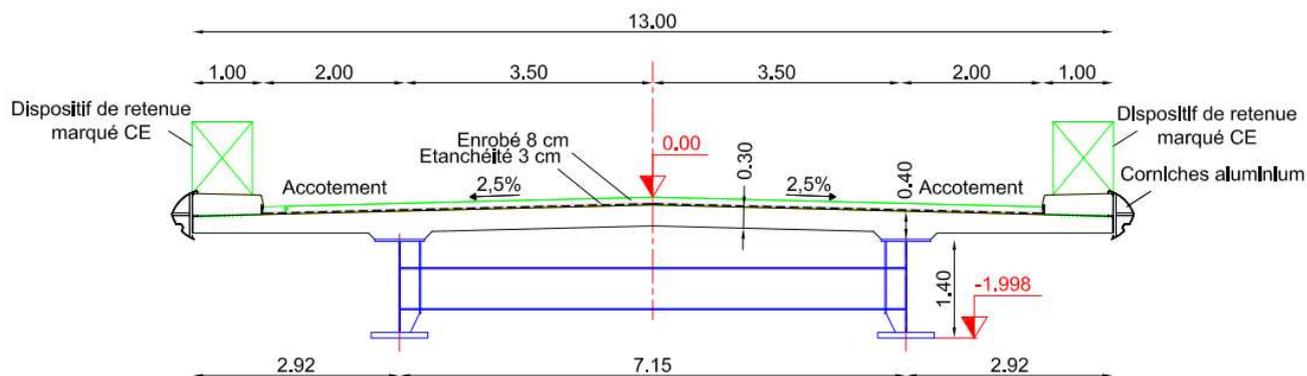


Figure 4 : Coupe transversale de la solution de base

I.3 Caractéristiques générales de la variante

Eiffage TP a proposé une solution variante avec un tablier de type PRAD à poutres en I à talon élargi (ITE[®]) en BSI[®] dans le but de réduire sa hauteur structurale à 1,25 m et de baisser le profil en long de la voie portée.

Compte tenu de la mauvaise qualité du sol en place, cette solution prévoit d'encastrer le tablier sur les culées afin d'équilibrer une partie des efforts horizontaux. Associée à la réduction de hauteur de remblai à l'arrière des culées, cette disposition permet une optimisation du diamètre des pieux afin d'assouplir la fondation et de profiter d'une redistribution plus favorable des moments dans le portique.

La traverse est constituée de 12 poutres ITE[®] préfabriquées en BSI[®] d'une longueur de 30,60 m et de 90 cm de hauteur et d'un hourdis coulé en place en béton traditionnel C35/45 de 22 cm d'épaisseur. Ces poutres sont jointives et comportent :

- un talon inférieur de 1,07 m de large et 15 cm d'épaisseur, où sont logés 30 torons T15S de classe 1860, s'ancrant progressivement grâce à un gainage d'une partie des torons en extrémité. Quatre longueurs de gainage différentes ont été retenues, ce qui permet de limiter les effets d'éclatement et de diffusion dans les zones d'introduction de la précontrainte ;
- une âme d'épaisseur constante de 12 cm ;
- un talon supérieur de 34 cm de large permettant de loger les aciers HA assurant la connexion avec la dalle coulée sur les poutres.

L'offre variante d'Eiffage était moins chère que la moyenne des offres de base et présentait une meilleure qualité technique que les offres concurrentes. De plus, la technique proposée permet de réduire significativement les coûts d'entretien ultérieurs pendant la durée de vie de

l'ouvrage estimée à 100 ans. Le maître d'ouvrage a donc retenu cette offre mieux-disante.

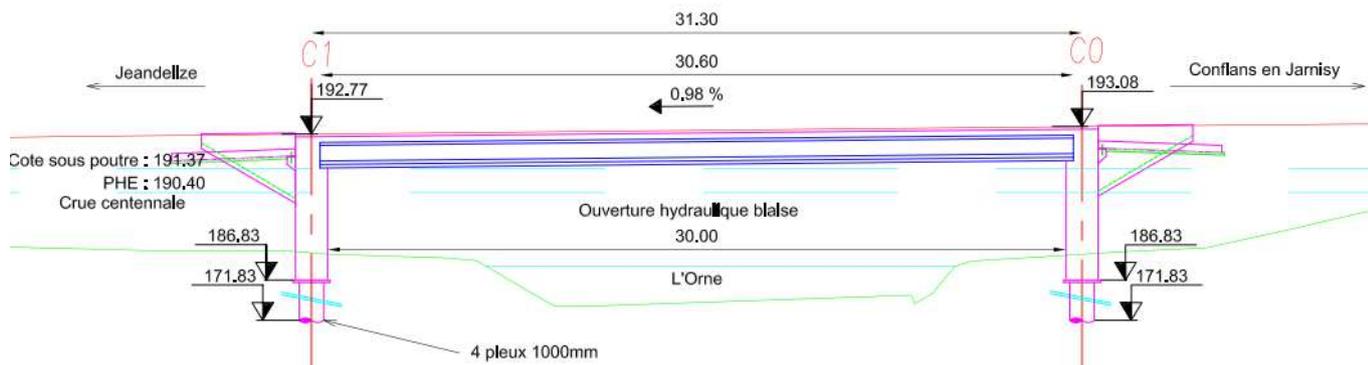


Figure 5 : Coupe longitudinale de la solution variante

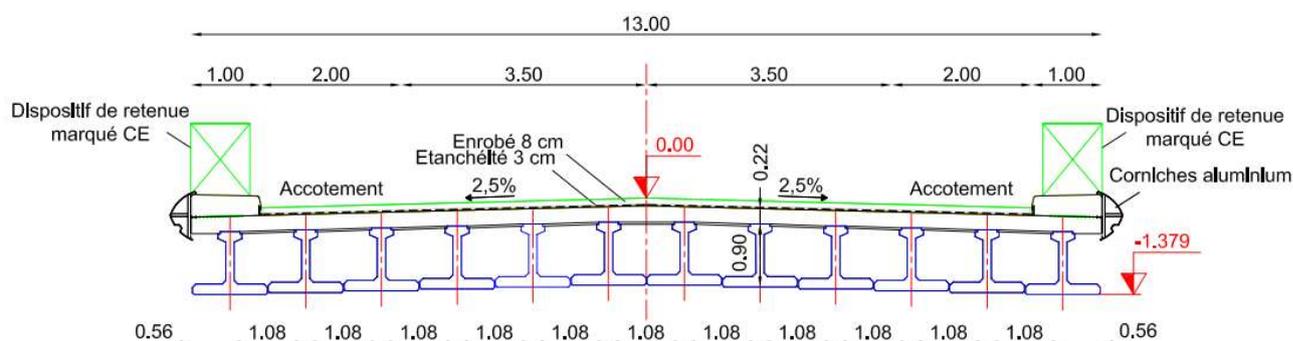


Figure 6 : Coupe transversale de la solution variante

II. Les études d'exécution

Les études d'exécution ont été réalisées par la Direction des Moyens Ingénierie de l'entreprise Eiffage.

Les normes NF P18-710 et NF P18-470 relatives à la conception et au produit BFUP étant en cours de rédaction au moment des travaux, les recommandations BFUP de l'AFGC de juin 2013 ont été appliquées pour la justification des éléments en BSI® et des comparaisons ont été faites avec les normes sur certains points, notamment la non-fragilité, sans remise en cause des résultats.

Les nouvelles normes BFUP précitées, publiées en avril et juillet 2016, rendent obligatoires les essais de conformance permettant notamment de valider la valeur du coefficient K d'orientation des fibres prise en hypothèse dans les calculs. Ces essais, non prévus au marché car la solution de base concernait un ouvrage mixte, n'ont pas été réalisés pour l'ouvrage de Boncourt.

II.1 Modèles de calculs des études d'exécution

Pour les effets longitudinaux, le portique a fait l'objet d'un modèle ST1 2D en poutre échelle pour le tablier permettant de phaser la précontrainte et de déterminer les efforts, contraintes et déformations.

Du fait que les encastremets du tablier dans les piédroits ne peuvent être considérés comme parfaits (rotation des piédroits, ressorts des pieux), deux calculs, appelés par la suite « hyperstatique » et « isostatique », ont été effectués suivant qu'on encastre ou pas les poutres dans le modèle sous l'effet des superstructures et charges d'exploitation (figure 7).

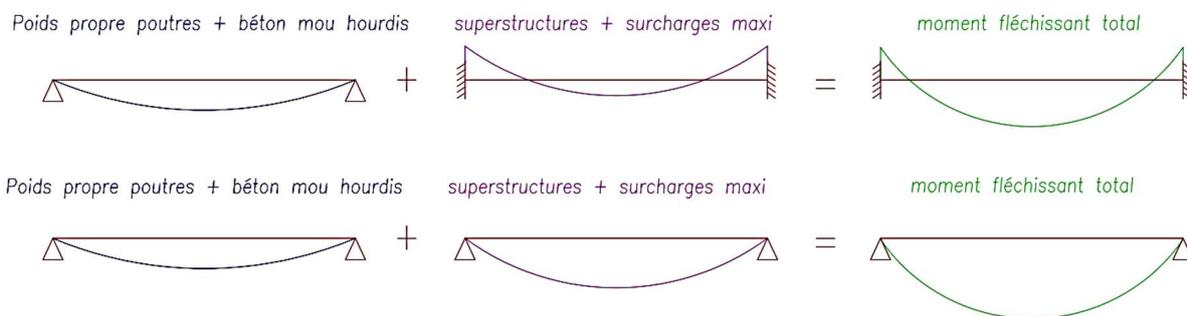


Figure 7 : Justification du tablier en modèle « hyperstatique » et « isostatique »

Un calcul en fourchette sur le coefficient de poussée des terres (0.25 et 0.5) a été réalisé comme pour l'étude classique des portiques ou des cadres en béton armé.

Un modèle 3D a été utilisé pour l'étude de la flexion transversale et de la torsion.

II.2 Justification des poutres

Le coefficient d'orientation des fibres K, utilisé notamment pour les justifications du cisaillement et de la diffusion de la précontrainte, a été pris en compte suivant les recommandations BFUP de l'AFGC de juin 2013 avec les valeurs suivantes :

- K = 1,35 pour les justifications globales,
- K = 1,75 pour les vérifications locales.

La précontrainte a été dimensionnée pour compenser la flèche finale sous charges permanentes du fait qu'il n'y a pas de contreflèche du banc de fabrication. Elle a ensuite été vérifiée vis-à-vis des efforts sollicitants.

Les contraintes normales sollicitantes ELS sont largement vérifiées dans le modèle « hyperstatique » avec des compressions maximales d'environ 36 MPa atteintes en fibres inférieure et supérieure et une traction maximale de -2.5 MPa à la mise en tension atteinte près des extrémités en fibre supérieure. A ces endroits, les contraintes sont justifiées en section complète (ferraillage du hourdis compris) pour les combinaisons ELS quasi-permanent et caractéristique.

Combinaison d'actions	Traction maximale en fibre >	Contrainte maximale en fibre <	Contrainte minimale en fibre < (enrobage)
Après mise en précontrainte	-2.5 MPa > -6 MPa OK	35.5 MPa < 60 MPa OK	0 MPa > -6 MPa OK
ELS Quasi-permanent	-	32.6 MPa < 72 MPa OK	0.5 MPa > 0 MPa OK
ELS Caractéristique	-	36.4 MPa < 96 MPa OK	-1.7 MPa > -5.93 MPa OK

Tableau 1 : Contraintes normales ELS dans les poutres (modèle « hyperstatique »)

Les contraintes normales sont également largement vérifiées dans le schéma « isostatique ».

La contrainte maximale de cisaillement à l'ELU dans l'âme aux abouts de poutres de l'ordre de 8 MPa (6,7 MPa dus à l'effort tranchant + 1,3 MPa du à la diffusion de la précontrainte) est quasiment reprise par la résistance des fibres seules (7,15 MPa), le béton amenant le surplus de résistance nécessaire pour éviter l'emploi d'armatures passives.

II.3 Justification des fondations

La présence d'une couche de sol compressible d'épaisseur importante sous le terrain naturel amenait un risque de tassement et de déplacement horizontal du sol après la mise en place des remblais d'accès à l'ouvrage sur une hauteur maximale comprise entre 5 et 6 mètres.

Plutôt qu'une purge conséquente du sol compressible, l'entreprise a proposé un double-tubage en tête des pieux (sur 3 à 4m) avec vide annulaire de 10cm afin de s'affranchir de l'action du fluage horizontal $g(z)$ de la couche compressible qui aurait augmenté la traction dans la traverse (figure 8).

Le double-tubage a induit une réduction de hauteur d'encastrement, faisant passer les 4 pieux Ø800 proposés dans la variante à 4 pieux Ø1000 de longueur 15 m présentant un ferrailage longitudinal maximal en tête composé de 24 HA32 soit 2,45 % de la section du pieu.

Cependant, la solution proposée a permis d'amener de la souplesse dans les pieux, ce qui diminue l'effet d'encastrement en tête des piédroits.

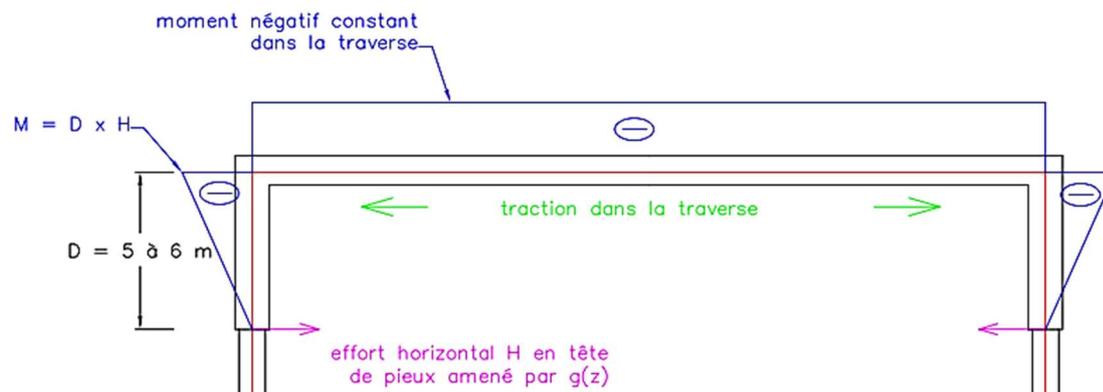


Figure 8 : Effets du déplacement horizontal du sol en tête des pieux

II.4 Justification des nœuds d'encastrement

Contrairement aux ouvrages plus modestes en béton armé de type PIPO ou PICF dont les portées n'excèdent pas 20 m, l'encastrement piédroit/traverse subit ici des efforts élevés alors que la section est en béton armé non précontrainte. C'est finalement la section qui travaille au plus près de ses limites. La justification de ce nœud a été réalisée à l'aide d'un modèle bielle/tirant (figure 9).

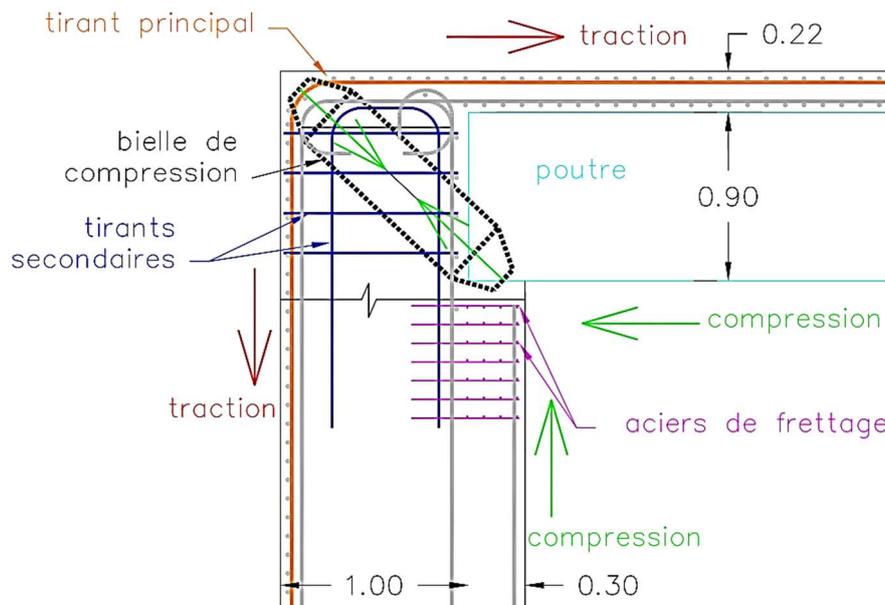


Figure 9 : Modèle bielle/tirant pour la justification de l'encastrement piédroit/traverse

Les études ont abouti à :

- un allongement des poutres : longueur de repos de 30 cm sur les piédroits au lieu de 15 cm prévus soit 30.60 m de longueur totale au lieu des 30.30 m initiaux,
- un frettage important sous les poutres,
- un ferrailage important du nœud d'encastrement.

II.5 Justification du hourdis supérieur

Le hourdis en béton C35/45 est coulé en place sur les poutres et les coffrages perdus reposant sur leurs talons supérieurs. Il présente une épaisseur assez mince de 22 centimètres pour laquelle les diamètres des aciers passifs ont été limités à 20mm.

Compte tenu de la valeur importante du biais de l'ouvrage (70 grades) amenant en principe des effets de torsion élevés, un modèle aux éléments finis a été privilégié pour la justification de la flexion transversale. Il a conduit à un ferrailage en aciers HA16 disposés parallèlement aux piédroits tous les 12,5 cm en nappes supérieure et inférieure.

Les aciers longitudinaux du hourdis ont été dimensionnés en extrémités pour la reprise des efforts de traction par les deux nappes. Afin de réduire le ferrailage, le bureau d'études a fait une justification à la fatigue permettant de limiter les contraintes à 400 MPa en ELS caractéristique au lieu des 300 MPa généralement considérées sans justification particulière.

Malgré cette précaution, le ferrailage longitudinal du hourdis s'est avéré très important :

- des HA20 e=100 en nappes inférieure et supérieure en zone de traction maximale (abouts) qui sont prolongés dans les piédroits,
- des HA16 e=100 en nappes inférieure et supérieure en zone courante.

Au final, la densité de ferrailage passif pour l'ensemble hourdis/encastements/longrines des dispositifs de retenue est supérieure à 300 kg/m³.

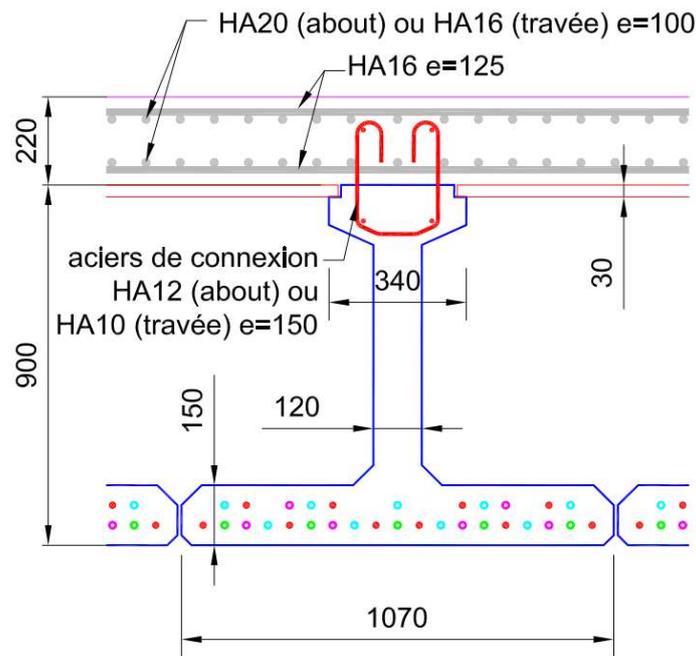


Figure 10 : Détail du ferrailage du hourdis supérieur

III. Les travaux

Les travaux ont été réalisés de juin à décembre 2016 par l'agence Eiffage TP de Maxéville. La maîtrise d'œuvre a été réalisée en interne par le Conseil départemental 54 assisté par les équipes du Cerema, la DOA de Metz pour le contrôle des études d'exécution et le laboratoire régional de Nancy pour les contrôles de chantier.

III.1 Les culées

Quatre pieux de 1 000 mm de diamètre ont été forés à 15 m de profondeur sous chacune des culées. Afin de se prémunir des efforts horizontaux parasites dans les couches de sol compressibles, un double tubage définitif a été réalisé en tête de pieu sur 4 m. Le vide annulaire ainsi créé entre les deux tubes permet d'absorber le déplacement horizontal du sol et du pieu qui ne se retrouve donc pas entraîné. Cette solution simple et moins onéreuse a été préférée à une substitution de sol plus délicate à réaliser.

Les voiles des culées ont ensuite été coulés sur la semelle en tête de pieux.

Les murs en retour, de dimensions modestes, ont été réalisés en sol renforcé.

III.2 La préfabrication des poutres

III.2.1 Généralités

La préfabrication des poutres en BFUP a été réalisée à l'usine Matière de Brive-la-Gaillarde. Cette usine dispose d'un banc de précontrainte adapté à la réalisation des poutres de grande longueur ; de plus, elle dispose de l'agrément d'Eiffage pour la mise en œuvre du BSI®. C'est la première fois que Matière réalisait ce type de poutres.

III.2.2 Le béton fibré à ultra hautes performances

Le BFUP utilisé pour le pont de Boncourt est identique au BSI® utilisé pour les poutres du pont Pinel de Rouen et pour la construction des voussoirs préfabriqués de l'auvent du péage du viaduc de Millau. Il s'agit d'un béton fibré dont la résistance caractéristique à la compression à 28 jours s'élève à 160 MPa et qui présente une résistance caractéristique à la traction de 8 MPa.

Les principales caractéristiques du matériau (résistances, module d'Young, comportement en traction, lois de fluage et de retrait, comportement au feu...) sont données dans sa carte d'identité. Certains éléments sont donnés par la figure 11 et le tableau 2.

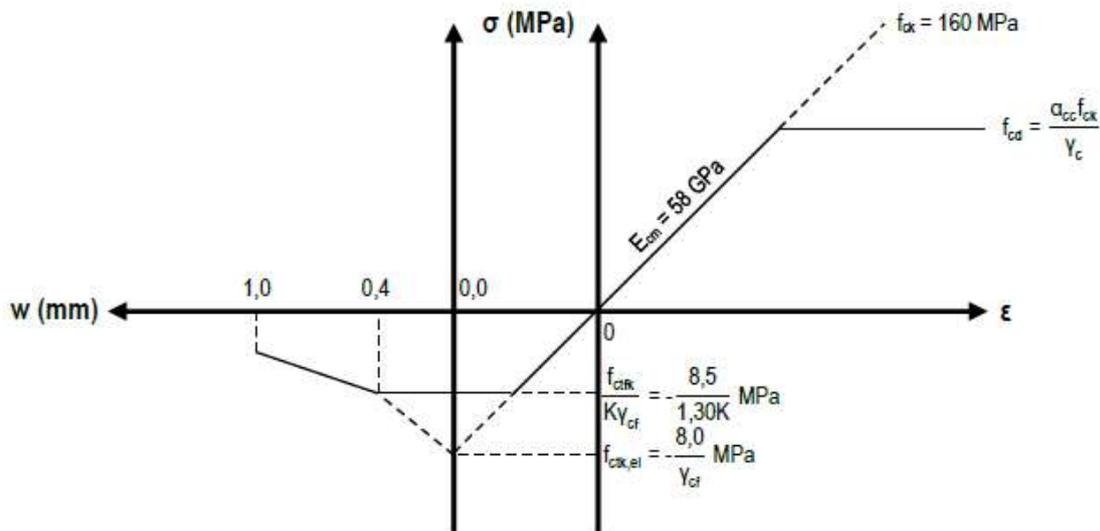


Figure 11 : Loi de comportement ELU du BSI

Poids volumique	ρ	27.5 kN/m ³
Résistance caractéristique en compression à 28 jours	f_{ck}	160 MPa
Résistance caractéristique à la traction à 28 jours de la matrice	$f_{ctk,el}$	-8,0 MPa
Plateau de première fissuration	$f_{ctk} = \sigma(w=0.4mm)$	-8.5 MPa
Limite d'élasticité moyenne en traction	$f_{ctm,el}$	-10.5 MPa
Valeur moyenne du module d'Young à 28 jours	E_{cm}	58 GPa
Fluage propre de dessiccation (chargement à $t_0 = 7$ jours)	$\Phi(\infty, t_0)$	1,0
Retrait endogène à l'infini	$E_{ce, \infty}$	600 $\mu\text{m/m}$
Retrait de dessiccation à l'infini	$E_{cd, \infty}$	240 $\mu\text{m/m}$
Coefficient de Poisson	ν	0.2

Coefficient de dilatation thermique	α	13 $\mu\text{m}/\text{m}.\text{°C}$
Longueur des fibres	L_f	20 mm

Tableau 2 : Caractéristiques physiques et mécaniques extraites de la carte d'identité du BSI

III.2.3 La fabrication des poutres

Compte-tenu de la grande différence de largeur entre le talon inférieur et l'âme, le bétonnage est réalisé en deux phases :

- La première phase concerne le talon inférieur : seule la partie basse du coffrage est en place. Le bétonnage est réalisé à l'avancement sur l'épaisseur du talon, de manière à assurer un bon enrobage des lits de précontrainte (figure 12) ;
- La deuxième phase concerne l'âme et le talon supérieur. Elle intervient après mise en place de la partie supérieure du moule. Afin de garantir un mélange parfait des couches et une bonne interpénétration des fibres métalliques, la partie supérieure du 1^{er} bétonnage est griffée (figure 13) et un pigeage mécanique est réalisé entre les gâchées.



Figures 12 et 13 : 1^{ère} phase de bétonnage des poutres ITE



Figure 14 : 2ème phase de bétonnage des poutres ITE

A la fin du bétonnage de la poutre, un produit anti-évaporant est appliqué par pulvérisation sur la surface arasée avec le passage simultané de la taloche.

Le contrôle de la résistance au jeune âge a fait l'objet d'un suivi maturométrique à partir de sondes de température placées dans le talon inférieur et en partie haute de l'âme. L'ouverture du moule a eu lieu une fois que le pic exothermique est atteint sur les différentes sondes. La détension des câbles intervient après avoir obtenu une valeur de résistance moyenne à la compression du béton d'au moins 100 MPa.

Après relâchement des torons, les poutres sont transférées sur une aire de stockage et posées sur des cales positionnées à l'emplacement des appuis définitifs. Un contrôle géométrique systématique des poutres ainsi que des mesures périodiques des flèches sont effectués sur le lieu de stockage, à l'usine de préfabrication.



Figure 15 : Stockage des poutres en BFUP

III.3 Le transport et la pose des poutres en BFUP

Les poutres ont été transportées par train depuis l'usine de Brive-la-Gaillarde puis acheminées sur le chantier à Boncourt par convois exceptionnels.

Les 12 poutres d'un poids unitaire de 23 tonnes ont été posées en deux jours à l'aide d'une grue mobile de 300 tonnes selon le planning suivant :

- Jour 1 matin : installation de la grue et des contrepoids,
- Jour 1 après-midi : pose de 6 poutres,
- Jour 2 matin : pose de 6 poutres,
- Jour 2 après-midi : démontage de la grue.

Les deux poutres de rive sont préalablement équipées au sol de caissons en bois permettant le coffrage des rives du hourdis.



Figure 16 : Mise en place des poutres à la grue mobile



Figure 17 : Pose des coffrages perdus sur les poutres en place

III.4 Le bétonnage du hourdis

Une fois les douze poutres installées, des plaques de coffrage perdu de type Duripanel sont posées dans les engravures en réservation du talon supérieur des poutres.

Après finalisation des coffrages latéraux, le bétonnage du hourdis est réalisé en une seule fois à l'aide d'une pompe en prenant soin de phaser l'ensemble afin d'équilibrer les charges sur les poutres.



Figure 18 : Ferrailage du hourdis



Figure 19 : Bétonnage du hourdis

III.5 Points de vigilance

Plusieurs défauts d'aspect ont été constatés sur les poutres livrées.

Un état de surface très irrégulier du type « peau de crapaud » a été constaté sur le dessus de la semelle inférieure (figure 20). Ce défaut s'explique par les températures estivales caniculaires lors du bétonnage qui ont accentué davantage le phénomène de croûte en surface. C'est une particularité des BFUP qui ne contiennent que très peu d'eau. En installant le moule de fermeture sur la semelle, le coffrage a déplacé cette croûte qui s'est cassée et a provoqué cet aspect de surface.

Sur plusieurs poutres, des marques de ce qui semblait être des reprises de bétonnage ont été relevées (figure 21). Eiffage a expliqué que ces marques étaient le spectre visible à l'interface de deux gâchées. En effet, au coulage, une pellicule de béton se dépose sur le moule et sèche dans l'attente de la prochaine gâchée. Selon les explications d'Eiffage, la bonne liaison des gâchées est assurée par le pigeage dynamique effectué à l'avancement du bétonnage.

Enfin, sur deux poutres, de légères lacunes de bétonnage ont été constatées. Ce phénomène provient d'une largeur griffée pour assurer la liaison semelle-âme trop importante. Ces lacunes ont été réparées en usine à l'aide d'un mortier de réparation fin.

Ces défauts ne présentaient pas d'impacts structurels sur les poutres. L'entreprise s'est par ailleurs expliquée sur ces désordres et s'est engagée quant à l'intégrité des poutres livrées sur le chantier. Ces désordres s'expliquent par le fait que Matière fabriquait ces poutres pour la 1^{ère} fois et par la période estivale lors du coulage des poutres (températures caniculaires d'août 2016).



Figures 20 et 21 : Défauts d'aspect sur les poutres



Figure 22 : Vue de l'ouvrage terminé

IV. Conclusions

Les poutres mises en œuvre sur le chantier de Boncourt sont des poutres en BFUP développées par la société Eiffage et dénommées poutres ITE® (poutre en I à talon élargi).

Elles représentent une solution alternative aux tabliers mixtes (bipoutres ou poutrelles enrobées) intéressante pour les ouvrages à travée unique dans une gamme de portées comprise entre 25 et 35 m. En tirant profit des performances mécaniques exceptionnelles des BFUP, cette technique permet de réaliser des tabliers de pont ultra minces, s'adaptant à de

fortes contraintes géométriques et de réalisation (gabarit réduit, franchissement de cours d'eau ou de voies en circulation).

En service, les principaux avantages de la structure sont la grande durabilité des poutres en BFUP (aucun entretien de l'intrados) ainsi que la possibilité de concevoir des tabliers très minces (pour le pont de Boncourt, l'élanement des poutres s'établit au 1/34 et celui du tablier complet au 1/27). La structure est également beaucoup moins lourde qu'une structure en poutrelles enrobées, ce qui permet d'optimiser les fondations.

En construction, les principaux avantages sont d'une part la grande stabilité des poutres et d'autre part la rapidité et la sécurité d'exécution des tâches à mener une fois les poutres posées. En effet, les poutres étant jointives au niveau du talon et celles de rive étant équipées de caissons de coffrage au sol, les interventions humaines peuvent être réalisées en toute sécurité. La pose des coffrages perdus s'effectue rapidement. Le ferrailage et le bétonnage du hourdis sont également beaucoup plus rapides que pour un ouvrage mixte ou à poutrelles enrobées.

Dans le cas du pont de Boncourt, la conception intégrale du pont, outre l'optimisation des fondations (pieux Ø 1000 en variante contre Ø1200 en solution de base), permet des gains ultérieurs sur les coûts de maintenance qu'auraient engendré des appareils d'appui et des joints de chaussée.

Une attention particulière doit cependant être apportée sur l'optimisation des ferrailages mis en place dans les nœuds d'encastrement afin d'éviter une densité d'aciers trop importante dans ces zones rendant leur bétonnage compliqué. Une justification de l'ouvrage intégrant un fonctionnement isostatique de la traverse apporte de la robustesse à la structure et permet au projeteur d'assouplir les conditions de justification de l'encastrement.

La construction du nouveau pont de Boncourt confirme l'intérêt du recours au matériau BFUP dans la construction d'ouvrages d'art et permet d'élargir la gamme des solutions techniques. Il convient cependant de rester vigilant sur les processus de fabrication afin de garantir une qualité optimale des poutres préfabriquées.

V. Principaux intervenants

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

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

Assistance au maître d'œuvre : Cerema : DOA de Metz pour les études et Laboratoire de Nancy pour le contrôle extérieur sur chantier

Entreprise mandataire : EIFFAGE TP – Agence de Maxéville

VI. Références bibliographiques

[1] Article Revue Travaux n°932 avril/mai 2017

[2] Symposium International BFUP de Montpellier – 2 au 4 octobre 2017

Perspectives de valorisation de matériaux excavés riches en sulfates dans le béton du futur tunnel de base Lyon-Turin

Stéphane Lavaud¹, Mickaël Saillio², Loïc Divet², Elsa Hugot³, Jacques Burdin³

¹ IFSTTAR, MAST/MIT, allée des Ponts et Chaussées, CS4, 44344 Bouguenais Cedex, stephane.lavaud@ifsttar.fr

² IFSTTAR, MAST/CPDM, Cité Descartes - 14-20 bd Newton – 77447 Champs-sur-Marne - Marne-la-Vallée Cedex 2, mickael.saillio@ifsttar.fr, loic.divet@ifsttar.fr

³ TELT, Division technique, Savoie Technolac – bâtiment « Homère », 13 allée du lac de Constances, CS 90281, 73375 Le Bourget du Lac Cedex elsa.hugot@telt-sas.com, jburdin.igc@wanadoo.fr

Résumé

Le tunnel de base du Montcenis est l'ouvrage principal de la nouvelle liaison ferroviaire Lyon-Turin. Sa construction constitue l'un des grands projets du 21^{ème} siècle. Il s'inscrit dans les corridors ferroviaires européens de transport favorisant la circulation des marchandises et des passagers grâce à un moyen de transport écologique: le train. Cette liaison transalpine permettra ainsi d'acheminer 40 millions de tonnes de marchandises et 5 millions de voyageurs par an.

La gestion économe et durable des ressources naturelles est un des enjeux de ce projet. Ainsi, le creusement du tunnel de base générera plus de 37 millions de tonnes de matériaux excavés, dont 28% sont destinés à être utilisés en granulats à béton. L'utilisation des ressources locales vise notamment à diminuer l'impact environnemental en limitant l'extraction et le transport de granulats issus des carrières. Par ailleurs, il s'agit de limiter au mieux la mise en dépôts des matériaux excavés.

Les sondages géologiques et les creusements des galeries de reconnaissance ont mis en évidence la présence d'anhydrites, appelées également sulfates de calcium anhydres sur certains secteurs du projet. De manière générale, les sulfates sont à proscrire dans le béton, car ils peuvent être à l'origine de désordres dans les structures en béton par la formation d'espèces minérales expansives. Afin de s'affranchir de ce risque, la teneur en sulfates dans les granulats à béton est limitée par les normes à un seuil très faible. Il convient donc de s'assurer, par une étude préalable, qu'un béton contenant ces granulats remplit bien les conditions requises et présente une bonne durabilité dans les conditions de fonctionnement du tunnel.

I. Introduction

I.1 Contexte

Le tunnel de Base du Montcenis est un tunnel bitube de 57,5 km de longueur ; il permet de relier Saint-Jean-de-Maurienne en France à Susa en Italie. Environ 45 km seront excavés depuis la France à partir de quatre attaques principales. La partie française produira ainsi environ 26,7 millions de tonnes de matériaux qui devraient notamment permettre la production de 7,7 millions de tonnes de granulats pour les bétons de l'ouvrage. L'attaque depuis la descenderie de Villarodin-Bourget Modane produira à elle seule plus de 12,7 millions de tonnes de matériaux.

I.2 Enjeux

Les besoins en granulats à béton pour l'ensemble de la section transfrontalière, évalué au stade du Projet de Référence Final 2017, sont de 11,4 millions de tonnes, dont 8,6 millions de tonnes pour le seul côté français. Ils conduisent, pour les ouvrages en territoire français, à une situation potentiellement déficitaire, la production de granulats étant insuffisante pour couvrir les besoins. Lors du creusement de la descenderie de Villarodin-Bourget/Modane en l'état actuel des connaissances au moment du creusement, une partie des matériaux extraits initialement considérés comme utilisables n'avaient pas pu l'être car ils renfermaient des teneurs en sulfates supérieures à la norme.

Dans le cadre du creusement du tunnel de base de la Nouvelle Liaison Lyon-Turin et dans une démarche politique de développement durable mise en place par les états membres de l'Union Européenne dont l'objet est de réduire les impacts environnementaux des travaux en maximisant l'utilisation des matériaux excavés, TELT a donc engagé un programme de recherche et développement en 2009 pour préciser la teneur en sulfates des déblais et trouver comment utiliser ces matériaux.

L'enjeu est l'emploi ou non de près de 1,7 millions de tonnes de matériaux d'excavation sulfatés pour la confection d'environ 1 million de tonnes de granulats qui permettraient de combler le déficit en territoire français.

I. 3 Problématiques

La formulation des bétons répond à des normes européennes bien précises, notamment en termes de teneur maximale en différents constituants. Compte tenu de l'importance de l'ouvrage concerné et de la durabilité qui est attendue, il est primordial que les bétons retenus respectent en totalité ces normes et présentent toutes les garanties attendues.

Un des enjeux de ce projet est d'utiliser une partie des matériaux excavés sous forme de granulats à béton pour le revêtement du tunnel, sans négliger les propriétés de mise en œuvre et de durabilité nécessaires à un tel ouvrage. Il est apparu que, dans le secteur du chantier opérationnel n°5 de Villarodin-Bourget/Modane, pour une partie des matériaux qui doivent être utilisés en granulats pour béton, la teneur en sulfates était supérieure à celle autorisée pour les granulats généralement utilisés dans la fabrication du béton. En effet, ces matériaux, constitutifs de la roche qui doit être traversée par le tunnel de base sur environ 10 km, contiennent une quantité de sulfates, sous forme de gypse et d'anhydrite, allant de 1,61 à 4,30% en masse (exprimé en SO_3). Or, la norme NF EN 12620+A1, intitulée « Granulats pour béton », restreint la quantité de sulfates solubles dans l'acide dans les granulats à 0,2% en masse, exprimé en SO_3 , dans le cas d'ouvrages d'art. Ainsi, une partie des déblais de chantier du tunnel de base sont jugés non conformes et non utilisables en granulats à béton. En effet, les sulfates peuvent être à l'origine de désordres importants lorsqu'ils réagissent, dans des conditions précises, avec certains constituants du béton. Il peut alors se former de l'ettringite, un cristal expansif qui peut dégrader les propriétés mécaniques du béton, et remettre en question la pérennité de ce dernier. Cette réaction peut être appelée réaction sulfatique interne car les sulfates ne proviennent pas de l'extérieur du béton, mais sont présents dans les granulats. Il existe aussi une autre forme de réaction sulfatique interne bien connue dans le domaine des ouvrages d'art qui résulte entre autres d'un échauffement du béton pendant sa prise. Par ailleurs, compte tenu des températures qui seront rencontrées dans le tunnel (de l'ordre de 15°C en exploitation), il peut exister une autre forme de réaction

sulfatique due à la précipitation de la thaumasite. Il s'agit d'un cristal qui se forme notamment en consommant certains éléments du béton, tels que les sulfates ici contenus dans les granulats, le calcium issu des calcaires et la silice se trouvant dans la structure des hydrates de la pâte de ciment. La conséquence notamment de la consommation de la silice de la pâte de ciment est une destruction progressive et irréversible de la phase liante du béton. Cela entraîne une désagrégation et une déstructuration du béton. Ainsi, il est nécessaire d'évaluer le comportement des bétons qui seront utilisés face à ces pathologies, ce qui définira notamment leur durabilité.

II Etude

Entre 2009 et 2014, un partenariat de recherche entre TELT (ex Lyon Turin Ferroviaire SAS), IFSTTAR (ex LCPC), VICAT et HOLCIM (aujourd'hui LAFARGE-HOLCIM) a conduit à vérifier les possibilités d'utilisation d'une partie des matériaux qui seront excavés du tunnel de base, contenant des teneurs en SO_3 supérieures aux limites admises par la norme granulats EN 12-620. Ainsi, les travaux de thèse de Jérémy Colas [1] ont permis de mettre en évidence la possibilité d'utiliser des ciments adaptés avec des granulats sulfatés tout en évitant l'apparition d'une réaction sulfatique interne. Ces solutions nécessitent d'être testées en vraie grandeur, afin d'une part de s'assurer de leur faisabilité dans les conditions du chantier, et d'autre part d'évaluer le comportement à long terme par le biais d'essais permettant d'évaluer la durabilité des bétons retenus. Pour ce faire, en 2016, une convention quadripartite impliquant la société TELT, l'IFSTTAR et les deux cimentiers VICAT et LAFARGE-HOLCIM a été signée.

Ainsi, une démarche performantielle globale et prédictive de la durabilité des formules de béton retenues est actuellement menée sur la base des indicateurs de durabilité préconisés dans le guide de l'Association Française du Génie Civil (AFGC) « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages » [2] et à partir des recommandations provisoires du LCPC de mars 2010 « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – application de l'approche performantielle ».

II.1 Programme expérimental

Cette étude a pour but de définir la durabilité potentielle des bétons retenus à partir d'essais sur carottes extraites des éléments de radier et de piédroit après 90 jours de maturation et sur éprouvettes coulées en même temps que les plots d'essais et soumises aux mêmes conditions de maturation. Elle s'appuie d'une part sur le suivi des indicateurs de durabilité (porosité accessible à l'eau, coefficient apparent de diffusion des ions chlorures, perméabilité au gaz), et d'autre part sur des essais de performance basés sur l'évaluation du potentiel de gonflement vis-à-vis de la réaction sulfatique interne [3] et vis-à-vis de la formation de thaumasite.

Les résultats obtenus par J. Colas avaient permis d'identifier deux ciments présentant des caractéristiques adaptées à la problématique des sulfates : un ciment sursulfaté (dénommé CSS) et un ciment Portland de type CEM I ne contenant pas d'aluminate tricalcique (C_3A) et ayant le label SR0 selon la norme européenne EN NF 197 (dénommé CEM I SR0). Par ailleurs, il a été montré que la cinétique de relargage des sulfates était fonction de la fraction granulaire considérée. Ainsi, plus la fraction est fine, plus les sulfates sont susceptibles de réagir. Ces éléments ont permis de proposer plusieurs formulations, qui tiennent compte de

la nature du ciment, de la nature des granulats selon la provenance de ceux-ci (excavés ou issus d'une carrière), de la fraction granulaire et de la teneur en sulfates apportés par les granulats ou les ciments, teneur éventuellement ajustée par ajout de gypse. En effet, les déterminations de teneur en sulfates dans les granulats extraits montrent une variabilité non négligeable qui peut avoir un impact sur l'occurrence et la cinétique de la réaction sulfatique interne. Ainsi, certaines formulations ont été dopées en sulfates par ajout de gypse pour se placer dans les conditions les plus critiques. Les résultats d'essais de ces formulations sont comparés à ceux d'une formulation référence, habituellement utilisée dans les tunnels quand les granulats ne présentent pas de caractéristiques dommageables pour la structure. Ce béton de référence est formulé avec un ciment Portland de type CEM I additionné de cendres volantes. Le tableau 1 présente les différentes formulations testées.

Dénomination de la formule	Type de ciment	Nature de l'addition	Teneur (%) en liant	Origine des granulats
Formule 1 (référence)	<i>CEM I PM ES</i>	<i>cendres volantes</i>	<i>25%</i>	<i>extérieurs (Barraux)</i>
Formule 2	<i>CEM I SRO</i>	/	/	<i>extérieurs (Barraux)</i>
Formule 3	<i>CEM I SRO</i>	/	/	<i>TELT (2%SO₃)</i>
Formule 4	<i>CEM I SRO</i>	/	/	<i>TELT (3,5%SO₃)</i>
Formule 5	<i>CEM I SRO</i>	/	/	<i>TELT avec remplacement 0/4mm par sable silico-calcaire Barraux</i>
Formule 6	<i>CSS</i>	/	/	<i>extérieurs (Barraux)</i>
Formule 7	<i>CSS</i>	/	/	<i>TELT (2%SO₃)</i>
Formule 8	<i>CSS</i>	/	/	<i>TELT (3,5%SO₃)</i>
Formule 9	<i>CSS</i>	/	/	<i>TELT avec remplacement 0/4mm par sable silico-calcaire Barraux</i>
Formule 10	<i>CEM ISRO</i>	<i>cendres volantes</i>	<i>20%</i>	<i>TELT (2%SO₃)</i>
Formule 11	<i>CEM ISRO</i>	<i>cendres volantes</i>	<i>20%</i>	<i>TELT (3,5%SO₃)</i>

Tableau 1 : Composition des différentes formulations testées

II. 3 Réalisation des démonstrateurs

Après une première phase d'étude et d'optimisation des formules menées en laboratoire par les cimentiers, il s'avère nécessaire de vérifier leur adaptation d'une part aux conditions de fabrication

réelles du béton, et d'autre part aux conditions de mise en œuvre (béton pratiquement autoplaçant). Par ailleurs, les conditions environnementales auxquelles le tunnel sera soumis sont des éléments prépondérants dans l'évaluation de la durabilité du matériau, et qu'il faut prendre en compte dans ces essais.

Ainsi, afin de tenir compte de l'ensemble de ces contraintes et évaluer la faisabilité de la fabrication, des démonstrateurs ont été confectionnés dans la descenderie de Modane. Pour ce faire, l'unité de production de Saint-Michel-de-Maurienne, située à environ 30 km de la descenderie (cf. figure 2), a été utilisée et les bétons confectionnés ont été transportés par camions malaxeurs.



2a



2b

Figure 2a : Centrale à béton de Saint Michel de Maurienne. 2b : Entrée de la descenderie de Modane

Les démonstrateurs sont des éléments de grandes dimensions, constitués d'une dalle armée représentant un élément de radier et d'un voile épais vertical représentant un élément de piédroit, avec un volume moyen de 6 m³ pour chaque démonstrateur. Ils ont été coulés en place dans des coffrages, puis soumis à une aspersion permanente d'eau par le biais de sprinklers après décoffrage. La température à l'intérieur de la descenderie est constante, de l'ordre de 12°C. Les démonstrateurs sont présentés sur la figure 3 ci-après. Les différences de couleur potentiellement observées entre les démonstrateurs s'expliquent par la nature des constituants utilisés, en particulier le ciment et les additions minérales.



3a



3b

Figure 3a : Démonstrateur en cours de coulage. 3b : Démonstrateurs fabriqués avec chaque formulation de béton, ici sous aspersion

Afin de réaliser les essais en laboratoire sur le béton constitutif des démonstrateurs, des éprouvettes cylindriques ont été confectionnées lors du coulage, et ont été soumises pendant 3 mois aux mêmes conditions d'humidité (cf. figure 4).



Figure 4 : Eprouvettes cylindriques après démoulage

II.3 Essais en laboratoire

Indicateurs de durabilité

L'IFSTTAR a donc réalisé une campagne d'essais en laboratoire permettant d'évaluer les indicateurs de durabilité retenus, en s'appuyant sur les normes en vigueur : la porosité accessible à l'eau, la perméabilité aux gaz et le coefficient apparent de diffusion des ions chlorure.

La norme française P18-459 est dédiée à l'évaluation de la porosité accessible à l'eau et de la masse volumique apparente du béton [4]. Elle repose sur le principe de la pesée hydrostatique.

Elle stipule que les corps d'épreuve (en l'occurrence, des disques sciés dans les carottes extraites des démonstrateurs) doivent être saturés en eau, puis pesés dans l'eau, séchés en étuve à 105°C et pesés dans l'air jusqu'à obtention d'une masse constante. Les valeurs de masse volumique et de porosité sont alors déterminées par calcul.

La température de 105°C ne convient pas pour des bétons formulés avec des ciments sursulfatés. En effet, ce ciment produit beaucoup d'ettringite lors de son hydratation. Ce minéral est alors partiellement décomposé à cette température, ce qui peut modifier la microstructure réelle du béton testé et induire des erreurs de mesure de la porosité, telle qu'une surévaluation de cette porosité. En effet, les cristaux d'ettringite comportent de nombreuses molécules d'eau, qui peuvent être libérées dès que la température atteinte par le béton avoisine 65°C. C'est pourquoi, deux séries d'essais ont été réalisées : l'une pour laquelle le séchage en étuve a été effectué à 105°C jusqu'à masse constante, et l'autre pour laquelle le séchage a été réalisé à 60°C également jusqu'à masse constante, permettant ainsi de caractériser l'effet de la température de séchage.

Les résultats sont présentés dans la figure 5 ci-après. Les lettres « tf », « f », « m », « e » et « te » définissent les seuils pour lesquels la durabilité du béton testé est considérée respectivement comme très faible, faible, moyenne, élevée et très élevée, pour des séchages à 105°C. Ces seuils sont issus des recommandations stipulées dans l'ouvrage de l'AFGC [2].

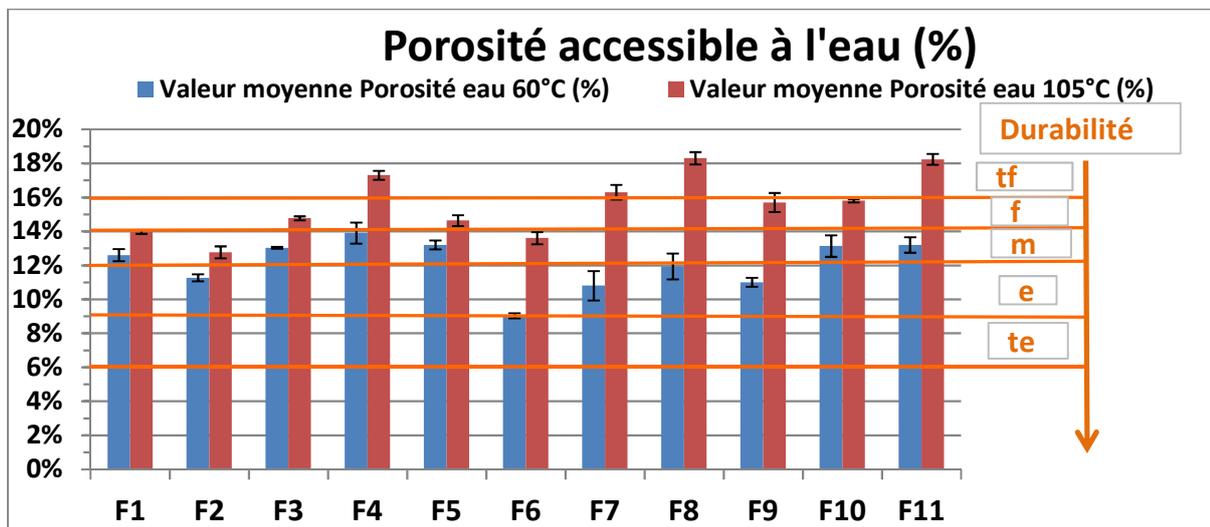


Figure 5 : Valeurs moyennes de porosité accessible à l'eau pour les 11 formulations

Les valeurs seuil de durabilité indiquées par l'AFGC ont été établies pour des séchages réalisés à 105°C. Elles ne peuvent donc plus être prises en considération pour un séchage à 60°C. Les valeurs limites de durabilité sont reportées sur la figure 1 à titre indicatif. Les valeurs de porosité déterminées par ces essais sont donc comparées entre elles ainsi qu'à la formule de référence F1.

En prenant les valeurs obtenues avec un séchage à 60°C, à l'exception de la formule F4 (ciment CEM I SR0 avec granulats excavés et dopage en gypse), tous les bétons présentent des valeurs de porosité au moins équivalentes à la formule de référence F1, que l'on pourra interpréter comme ayant une durabilité équivalente. On notera toutefois une porosité plus importante pour les formulations dont les granulats sont issus de la descenderie, comparativement à celles dont les granulats sont calcaires et proviennent d'une carrière. Le même effet est constaté lorsque les formules ont été dopées en gypse. Pour rappel, le gypse est nécessaire dans la formulation d'un béton, car il joue le rôle de régulateur de prise. Mais sa teneur doit être contrôlée et maîtrisée afin de ne pas dépasser les teneurs en sulfates admissibles. Le dopage de certaines formulations a pour but d'apporter un excès de gypse dans le béton, afin de simuler un potentiel apport massif de sulfates par les granulats excavés. En effet, les multiples déterminations des teneurs en sulfates dans les granulats excavés reportés dans la thèse de Jérémie Colas ont fait état d'une variabilité non négligeable, allant de 1,61 à 4,30% en masse (exprimé en SO₃). Le dopage en gypse permet ainsi de se placer dans le cas d'une formulation critique, où les sulfates seraient en quantité importante.

L'ajout de cendres volantes montre également un effet sur la porosité du béton, puisque celle-ci est légèrement plus importante pour les formules en comportant. C'est le cas des formules F10 et F11.

Si l'on compare les mesures de porosité obtenues à 105 et 60°C, on constate bien une différence très importante pour les bétons formulés avec du ciment sursulfaté (F6 à F9).

La détermination de la perméabilité accessible au gaz de corps d'épreuve en béton durci est notamment décrite dans la norme française XP P18-463 [5]. Après des étapes de saturation en eau et des étapes de séchage à 60°C et 105°C, semblables au protocole décrit pour la mesure de porosité accessible à l'eau, les corps d'épreuve (des disques sciés dans les éprouvettes cylindriques) sont placés dans une cloche et soumis à trois pressions différentes de gaz (ici, le diazote N₂) en entrée du dispositif. L'essai consiste à mesurer le flux stationnaire de gaz en sortie,

l'entrée et la sortie étant les surfaces libres des disques. Les temps de passage du gaz associés aux pressions appliquées en entrée permettent par calcul d'accéder à la perméabilité apparente et à la perméabilité intrinsèque du béton. Pour les mêmes raisons que pour les essais de détermination de la porosité accessible à l'eau, les températures de séchage ont été fixées à 60°C (au lieu de 80°C comme recommandée par la norme), avec des mesures réalisées à 7 jours et 28 jours après le début du séchage.

Les résultats sont présentés dans la figure 6 ci-après. Les lettres « tf », « f », « m » et « e » définissent les seuils pour lesquels la durabilité du béton testé est considérée respectivement comme très faible, faible, moyenne et élevée, pour des séchages à 105°C. Ces seuils seront ici considérés comme applicables à 60°C. Il est à noter un effet non négligeable du séchage à 105°C jusqu'à masse constante sur les résultats de perméabilité. On ne tiendra donc pas compte des résultats à cette température pour caractériser la durabilité des bétons testés.

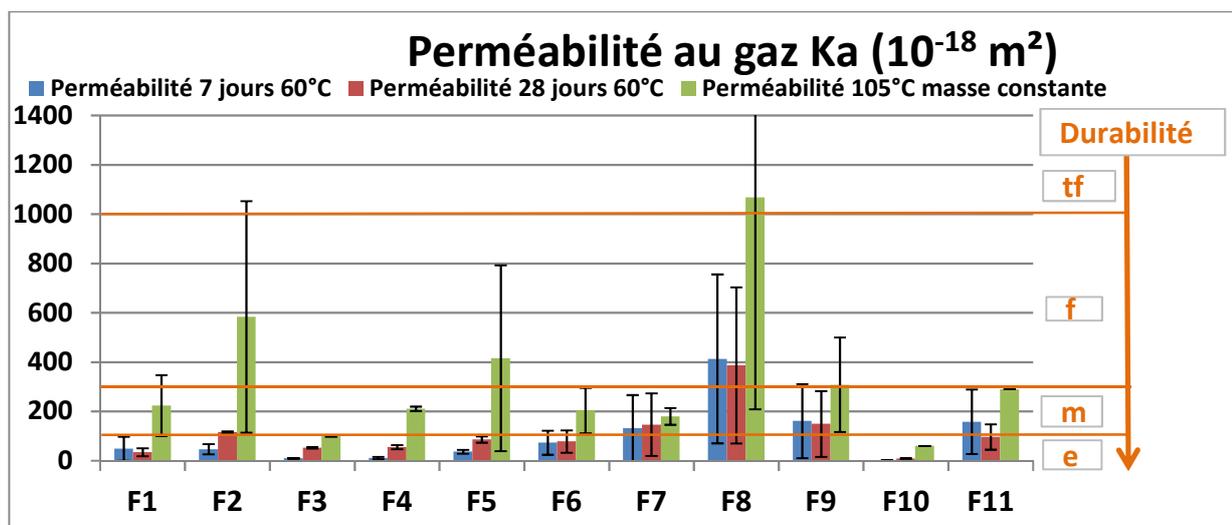


Figure 6 : Valeurs moyennes de la perméabilité au gaz pour les 11 formulations de béton

Ces résultats mettent en évidence une faible perméabilité pour toutes les formulations à l'exception de la formulation 8, puisque les valeurs obtenues donnent une durabilité moyenne à élevée. Le remplacement des granulats calcaires par des granulats excavés n'est pas pénalisant pour le béton (comparaison entre F2 et F3 pour le ciment CEM I SR0, et entre F6 et F7 pour le ciment sursulfaté CSS). Il en est de même si on remplace uniquement la fraction sable des granulats excavés par une fraction sable calcaire (comparaison entre F3 et F5 pour le ciment CEM I SR0, et entre F7 et F9 pour le ciment sursulfaté CSS). En revanche, le dopage en gypse semble avoir un effet néfaste sur la perméabilité (comparaisons entre F3 et F4 pour le ciment CEM I SR0, entre F7 et F8 pour le ciment sursulfaté CSS, et entre F10 et F11 pour le ciment CEM I SR0 avec cendres volantes).

Le troisième critère de durabilité étudié pour ces bétons est le coefficient apparent de diffusion des ions chlorure ($D_{app,Cl}$). Dans les conditions standard de fonctionnement d'un ouvrage en béton, la diffusion des ions chlorure est lente, puisqu'elle peut s'étendre sur plusieurs années.

Expérimentalement, une méthode permettant d'accélérer la pénétration de ces ions a été utilisée : la migration d'ions chlorure sous champ électrique. Cette méthode met en évidence la capacité du béton à limiter la circulation des ions chlorure, cette caractéristique pouvant traduire une notion de durabilité du matériau. Le corps d'épreuve (un disque scié dans une éprouvette cylindrique) est placé dans une cellule, chaque face du corps d'épreuve étant en contact avec une solution saline : d'un côté, un mélange de chlorure de sodium et de soude, de l'autre de la

soude uniquement. Le courant électrique appliqué durant un temps donné force les ions à pénétrer dans le béton. Le front de pénétration des chlorures est alors mis en évidence par pulvérisation d'un révélateur, le nitrate d'argent, sur le corps d'épreuve fendu et la profondeur de pénétration est mesurée en considérant sept points sur le front. Le coefficient apparent de diffusion des ions chlorure est alors déterminé par calcul en tenant compte du voltage appliqué, du temps de l'essai et de la profondeur de pénétration.

Les résultats obtenus par les tests de migration sont présentés dans la figure 7.

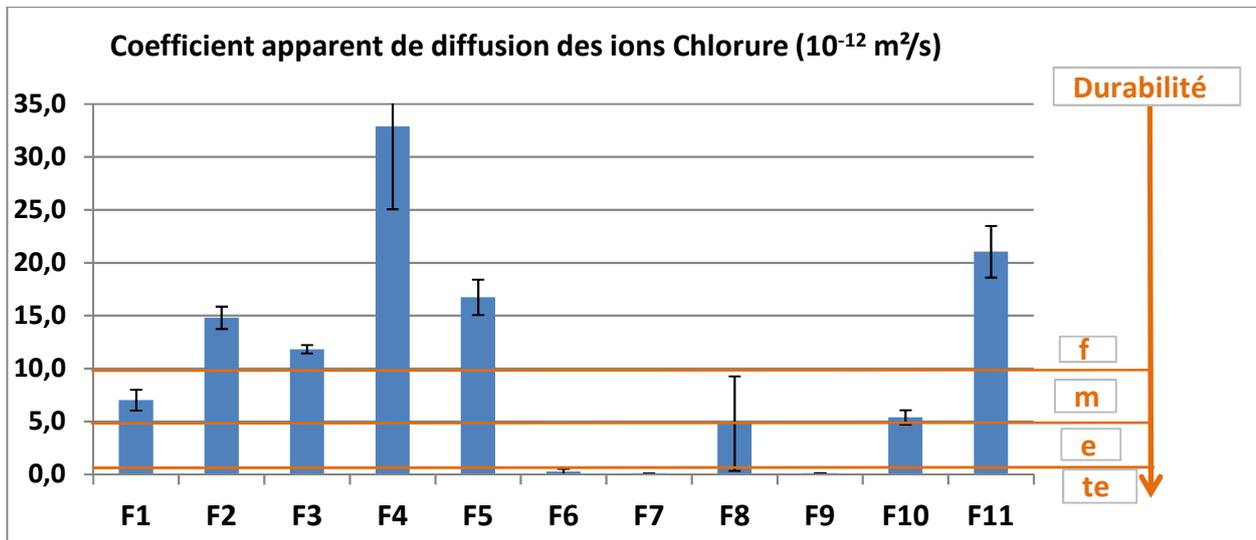


Figure 7 : Valeurs moyennes des coefficients apparents de diffusion des ions chlorure ($D_{app,Cl}$)

Ces résultats montrent une certaine disparité entre les différentes formules. Toutefois, si on se réfère à la formulation 1 (dont la durabilité est moyenne d'après ce critère), il apparaît que certaines d'entre elles présentent un coefficient de diffusion plus faible, synonyme de meilleure durabilité. C'est le cas notamment des formulations F6 à F9, à base de ciment sursulfaté, et de la formulation F10, à base de ciment CEM I SR0 avec cendres volantes. Ces formulations présentent une tortuosité importante au sein du réseau poreux, pour lequel il y a peu d'interconnexions. La progression des ions chlorure au sein du matériau compact est alors rendue difficile.

Les formulations F2, F3 et F5, à base de ciment CEM I SR0, présentent des coefficients du même ordre de grandeur. Elles ne diffèrent que par la nature des granulats, calcaires ou extraits du tunnel. Les matériaux d'excavation n'ont donc pas d'effets significatifs. Ce constat est fait également sur les formulations F6, F7 et F9, comportant du ciment sursulfaté. Enfin, l'ajout de gypse a un effet néfaste sur le coefficient de diffusion (formulations F4, F8 et F11) comparativement aux formulations similaires non dopées en gypse (formulations F3, F7 et F10), classant ainsi des formulations comportant beaucoup de sulfates dans le domaine de durabilité faible.

Essais de performance vis-à-vis de la réaction sulfatique

Afin d'évaluer l'aptitude d'un béton à résister à une réaction sulfatique interne, il est souvent recommandé de réaliser un essai de performance, décrit dans la méthode des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°66 [3]. Il s'agit d'estimer la durabilité d'un béton ayant subi un traitement thermique donné en mesurant la variation longitudinale d'un gonflement d'éprouvettes de béton

cylindriques immergées dans l'eau du réseau à 20°C, ainsi que la variation de masse des éprouvettes et la variation de leur module d'élasticité dynamique. Nous utiliserons ici le même essai en supprimant la partie traitement thermique.

De même, il est souhaitable d'évaluer le comportement du béton vis-à-vis de la formation de thaumasite. La méthode à suivre est assez proche de la méthode des LPC n°66, à la différence que les éprouvettes sont immergées dans l'eau à 5°C. Les mesures réalisées restent les mêmes. Ainsi, pour chacune des 11 formulations, 6 éprouvettes cylindriques 11 cm * 22 cm ont été coulées dans des moules cylindriques durant la phase de fabrication des démonstrateurs, puis soumises à une aspersion d'eau pendant 3 mois (cf. figure 4). Elles ont alors été prélevées puis immergées au laboratoire pour les essais de performance. (3 éprouvettes dans l'eau à 20°C pour la réaction sulfatique interne par formation d'ettringite et 3 éprouvettes dans l'eau à 5°C pour la réaction de formation de thaumasite).

Les résultats relatifs à la réaction sulfatique interne par formation d'ettringite et à la réaction de formation de thaumasite sont présentés respectivement dans les figures 8 à 10 et 11 à 13.

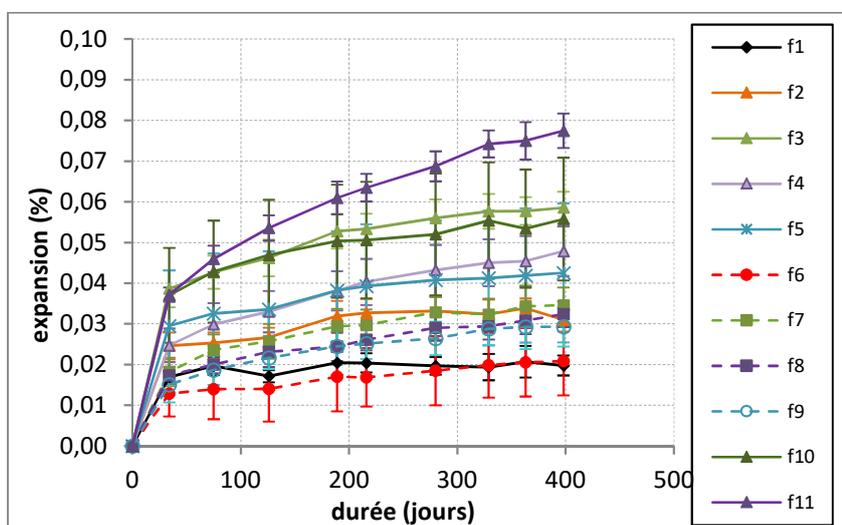


Figure 8 : Expansions longitudinales des éprouvettes cylindriques pour les 11 formulations soumises aux essais d'expansions vis-à-vis de la formation d'ettringite

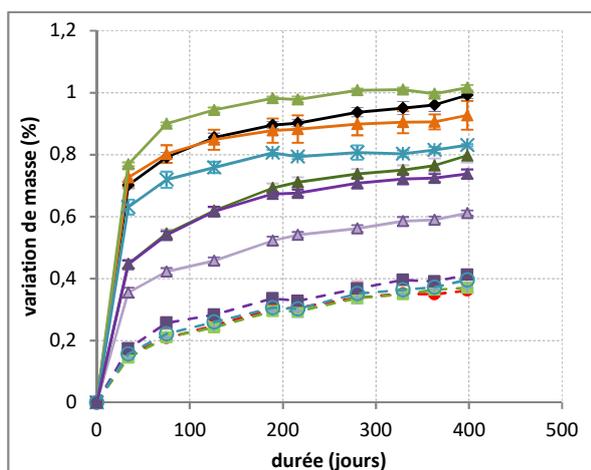


Figure 9 : Variation de masse des éprouvettes cylindriques pour les 11 formulations soumises aux essais d'expansion vis-à-vis de la formation d'ettringite

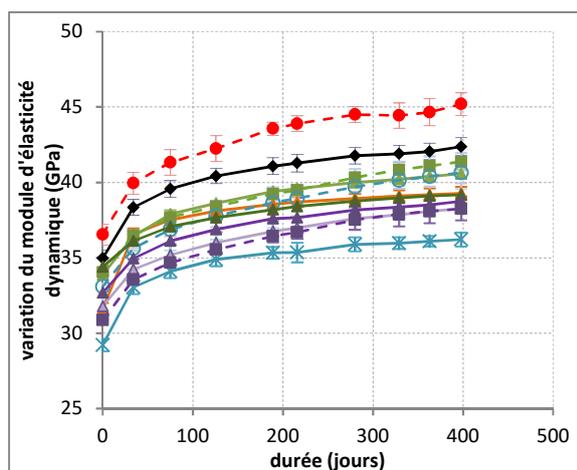


Figure 10 : Variation du module d'élasticité dynamique des éprouvettes cylindriques pour les 11 formulations soumises aux essais d'expansion vis-à-vis de la formation d'ettringite

La méthode des LPC n°66 définit un seuil de gonflement de 0,04% pour un couple formulation/traitement thermique. Dans la présente étude, les conditions de fabrication et de maturation dans le tunnel durant 3 mois ne sont pas les conditions de fabrication et d'essais habituellement suivies en laboratoire dans le cadre d'une évaluation performantielle. Ainsi, le seuil de 0,04% ne peut être réellement pris en compte pour caractériser les performances de ces bétons face à la réaction sulfatique. A titre d'exemple, le gonflement observé lors des premières semaines (cf. Figure 8) est ici attribué à une reprise d'eau des éprouvettes lors de leur immersion, et ne saurait être caractéristique d'un gonflement. Les mesures de variation de masse (cf. Figure 9) viennent d'ailleurs confirmer l'apport d'eau rapide en début d'essais. On préférera donc une comparaison entre toutes les formules entre elles et avec la formule témoin pour évaluer le comportement des bétons. Les résultats d'expansion des éprouvettes soumises aux essais relatifs à la réaction sulfatique interne par formation d'ettringite montrent ainsi que certaines formulations sont plus sensibles que d'autres au développement de la réaction dans les conditions d'essais suivies. Deux populations se détachent : la première, dont la majorité des formules comportent un ciment sursulfaté, présente des gonflements entre 0,02 et 0,04%, quelle que soit la nature des granulats ou l'enrichissement éventuel en sulfates. Dans cette population, on retrouve également une formulation à base de ciment CEM I SR0 et de granulats calcaires. Le second groupe comporte des formules à base de ciment CEM I SR0 dont le gonflement est compris entre 0,04 et 0,07% après un an de suivi, avec une stabilisation des gonflements constatée pour toutes les formulations, à l'exception de celles comportant des cendres volantes et un enrichissement en sulfates, qui évoluent encore. La légère augmentation des modules d'élasticité dynamique observable sur la figure 10 indique l'absence d'endommagement du béton pour toutes les formulations, et la poursuite de la densification de la microstructure associée à l'hydratation du ciment. On notera que les formules les plus réactives sont celles comportant uniquement des granulats excavés, avec pour certaines un enrichissement en sulfates.

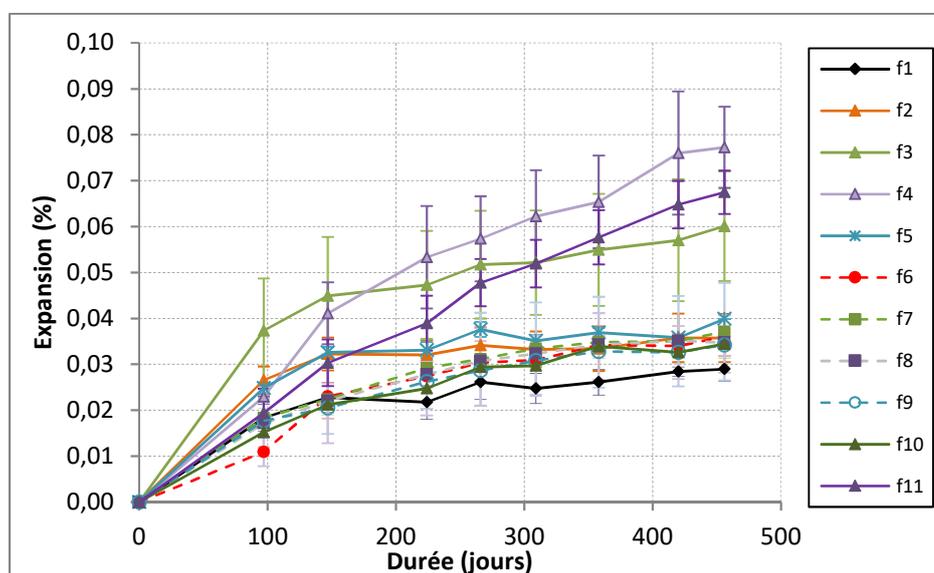


Figure 11 : Expansions longitudinales des éprouvettes cylindriques pour les 11 formulations soumises aux essais d'expansions vis-à-vis de la thaumasite

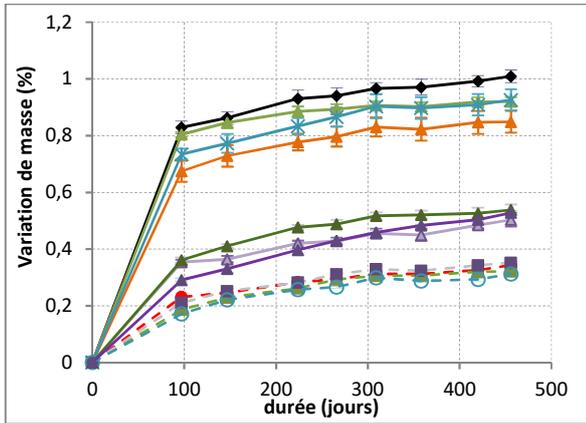


Figure 12 : Variation de masse des éprouvettes cylindriques pour les 11 formulations soumises aux essais d'expansion vis-à-vis de la thaumasite

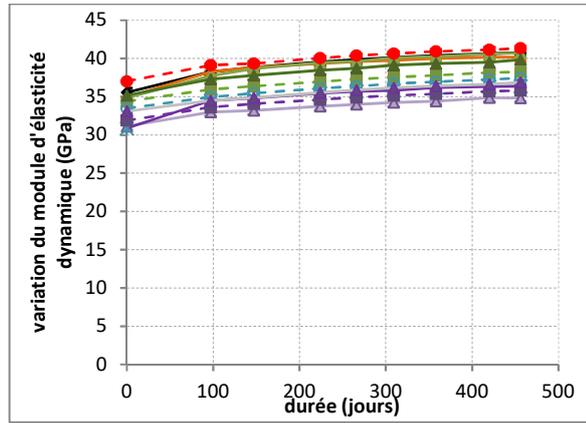


Figure 13 : Variation du module d'élasticité dynamique des éprouvettes cylindriques pour les 11 formulations soumises aux essais d'expansion vis-à-vis de la thaumasite

Le comportement des différents bétons vis-à-vis de la réaction de formation de thaumasite est globalement similaire à celui observé face à la réaction sulfatique par formation d'ettringite exceptée la formulation F4 (ciment CEM I SR0 + granulats TELT). La majorité des formules présente, à ce jour, la même réactivité, avec des gonflements compris entre 0,02 et 0,03% et une stabilisation dimensionnelle avant un an de suivi. Seules les formules à base de ciment CEM I SR0 avec granulats excavés, enrichies ou non en sulfates, et avec cendres volantes et ajout de sulfates présentent des gonflements évolutifs supérieurs à 0,05% après 450 jours de suivi. Ces variations dimensionnelles semblent ne pas être encore stabilisées à ce stade du suivi. Là encore, comme le montre la figure 12, une prise d'eau importante a eu lieu dès les premières semaines, la variation de masse étant ensuite très lente. Les modules d'élasticité dynamique ne sont pas impactés par le développement de la réaction pathogène, les gonflements étant faibles.

III. Conclusions

Le tunnel de base du Montcenis est un des grands projets de ce début du 21^{ème} siècle. Comme tous les grands ouvrages, afin de garantir une excellente durabilité, il doit faire l'objet d'études préalables poussées. Parallèlement, la volonté d'utiliser une partie des ressources locales excavées pour la fabrication du béton du tunnel constitue un véritable défi, compte tenu des caractéristiques d'une partie des matériaux et des contraintes normatives.

L'étude de durabilité actuellement menée par l'IFSTTAR, dans le cadre du programme de recherche engagé par TELT depuis 2009, avec comme partenaires Lafarge/Holcim et Vicat, a permis de mettre en évidence la possibilité d'utiliser une partie des granulats excavés, potentiellement riches en sulfates, moyennant une très bonne maîtrise de l'ensemble des processus de fabrication des bétons et une parfaite connaissance des matériaux utilisés. Ainsi, les solutions prometteuses semblent s'orienter notamment vers le choix d'un ciment adapté à des granulats excavés contenant des sulfates à des teneurs supérieures à celles autorisées aujourd'hui par les normes en vigueur. Par ailleurs, le remplacement de la fraction sable des granulats excavés par une fraction sableuse issue d'une carrière est aussi une solution efficace pour diminuer la teneur totale en sulfates dans les bétons car les sulfates sont en plus grande quantité et plus facilement libérables dans la fraction fine des matériaux d'excavation.

Les résultats de ces essais indiquent que les objectifs fixés sont en passe d'être atteints, mais les expérimentations doivent encore être poursuivies afin de valider l'ensemble des résultats.

IV. Références bibliographiques

[1] Colas J. (2012). Etude de la valorisation des déblais de chantiers de tunnels riches en sulfates en granulats à béton, Université Paris-Est, France.

[2] Association Française du Génie Civil (2004). Conception pour une durée de vie donnée des ouvrages. Documents scientifiques et techniques AFGC, France

[3] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (2007). Réactivité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne – essai de performance, méthode d'essai des LPC n°66, France.

[4] Association Française de Normalisation (2010). Norme française P18-459 – Béton – essai pour béton durci – essai de porosité et de masse volumique, France.

[5] Association Française de Normalisation (2011). Norme française XP P18-463 – Béton – Essai de perméabilité aux gaz sur béton durci, France.

[6] Darmendrail X., Rimey J., Brino L., Burdin J. (2003). Nouvelle liaison ferroviaire Lyon-Turin – Une approche d'étude originale pour la valorisation de remblais des tunnels, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n°176, pp.55-61, mars/avril 2003, France.

[7] Thalmann C., Carron C., Brino L., Burdin J. (2005). Gestion et valorisation des matériaux d'excavation de tunnels – Analyse comparative de trois grands projets, St. Gothard, Loetschberg, Maurienne-Ambin, Congrès International AFTES 2005, pp.237-248, Edition Spécifique, 10-12 octobre 2005, Chambéry, France.

[8] Darmendrail X., Brino L., Burdin J. (2008). Bilan et résultats des études sur la gestion et la valorisation de déblais du tunnel de base de la nouvelle liaison ferroviaire Lyon-Turin, Congrès International AFTES 2008, pp. 45-53, Edition Spécifique, 6-8 octobre 2008, Monaco.

[9] Darmendrail X., Brino L., Burdin J. (2011). Bilancio e risultati degli studi sulla gestione e valorizzazione dei materiali di scavo del tunnel di base della Nuova Linea Torino Lione, Convegno SIG 2011, pp. 47-55, Editore SIG srl, 2-3 mars 2011, Verone, Italie.

[10] Monin N., Burdin J., Brino L., Colas J., Divet L., Chaussadent T. (2013) Preliminary tests on concrete aggregates with high sulfate content for tunnel lining, AITES-ITA 2013 World Tunnel Congress, 31 mai – 7 juin 2013, pp.1459-1466, CRC Press, Genève, Suisse.

[11] Thalmann C., Burdin J., Brino L., PETITAT M. (2014). Fabrication de béton de grande qualité à partir de sable riche en mica – Expériences sur les grands chantiers de construction, Congrès International AFTES 2014, 13-15 octobre 2014, Lyon, France.

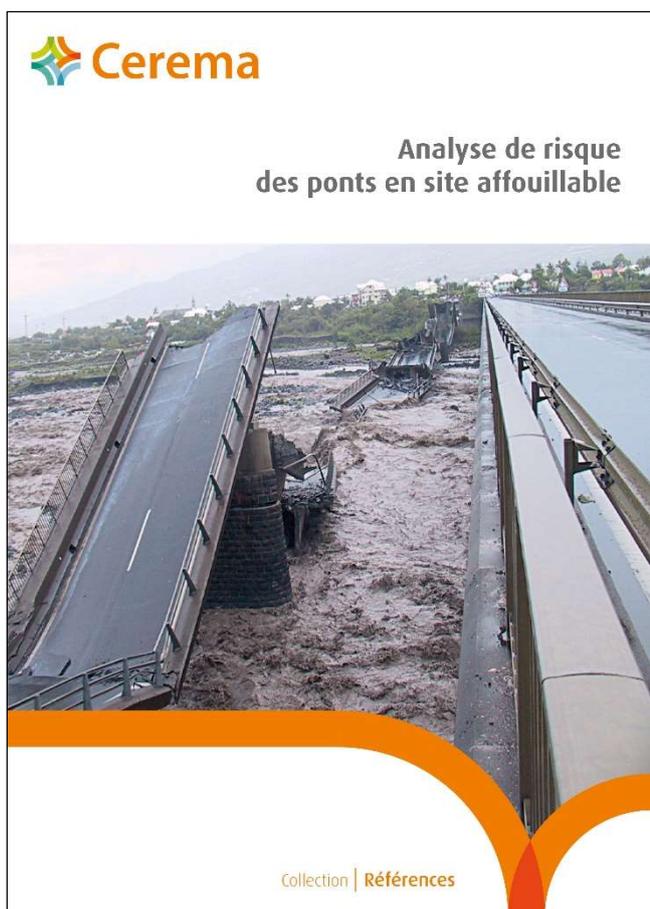
[12] Hugot E., Burdin J., Brino L. (2017). La transformation en granulats des matériaux excavés du tunnel de base du Mont-Cenis – La problématique des matériaux contenant des sulfates, Congrès international AFTES 2017, 13-15 novembre 2017, Paris, France.

[13] AFTES –Groupe de travail n° 35 « Gestion et valorisation des matériaux d'excavation », Recommandation n° GT35R1F2 La gestion et l'emploi des matériaux excavés, Tunnels et Espace Souterrain

Les dernières publications Ouvrages d'Art

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

Analyse de risque des ponts en site affouillable



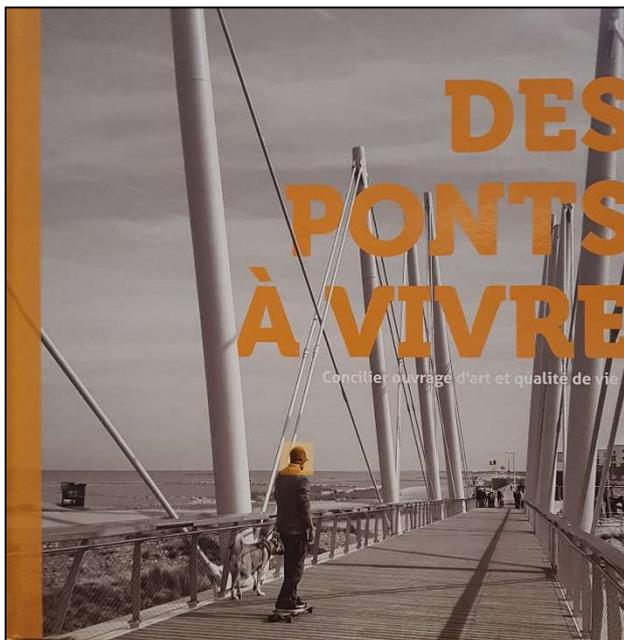
À la demande de la DGITM/DIT (Direction Générale des Infrastructures des Transports et de la Mer/Direction des Infrastructures de Transport), le réseau scientifique et technique du ministère a mis au point une méthodologie d'analyse des risques spécialement adaptée à ce type d'ouvrage.

Cette méthode permet à un maître d'ouvrage d'analyser et de classer l'ensemble de ses ponts situés en zone affouillable en fonction des aléas auxquels ils sont soumis, de leur vulnérabilité et des conséquences de leur défaillance potentielle.

L'objectif de ce guide est d'identifier les facteurs de risque à l'origine de l'affouillement de ces ouvrages, de développer une méthodologie d'analyse de risque et de recenser les solutions qui peuvent être mises en œuvre pour prolonger la durée de vie de ces ouvrages (travaux hydrauliques, dispositifs de protection ou de renforcement, etc.).

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/analyse-risque-ponts-site-affouillable>

Des ponts à vivre – Concilier ouvrage d'art et qualité de vie



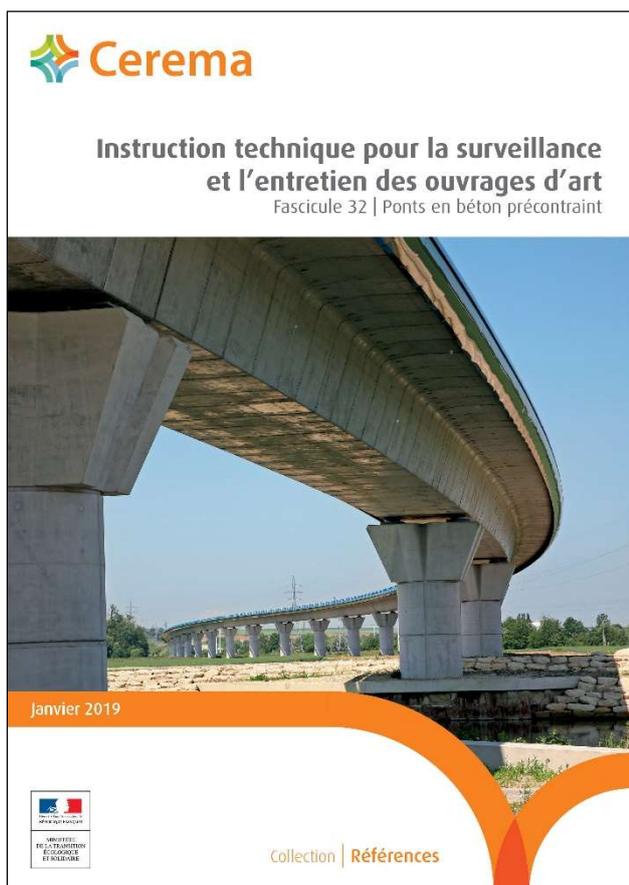
Les ouvrages d'art ont le potentiel pour être des lieux fédérateurs de territoires, pour offrir des espaces d'urbanité et de convivialité, pour promouvoir les ressources des terroirs. Par les interactions avec l'espace public, le paysage et l'environnement, ils participent aux projets d'aménagement, à l'échelle du quartier, de la ville ou du grand site.

Par l'évolution de leurs fonctions, l'adaptation aux nouveaux usages et modes de vie, les ouvrages d'art contribuent à la dynamique de projets respectueuse de l'histoire, du patrimoine, mais aussi porteuse de mutations et de nouvelles pratiques.

À travers cet ouvrage collectif, le Cerema a pour ambition de sensibiliser les acteurs de l'aménagement sur l'intérêt pour les territoires de prendre en compte la qualité de vie dans la conception des ouvrages d'art afin d'en faire de véritables ponts à vivre....

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/ponts-vivre-concilier-ouvrage-art-qualite-vie>

Fascicule 32 de l'ITSEOA - Ponts en béton précontraint



Le présent guide traite de la surveillance, de l'évaluation, de l'entretien et de la réparation des ponts en béton précontraint.

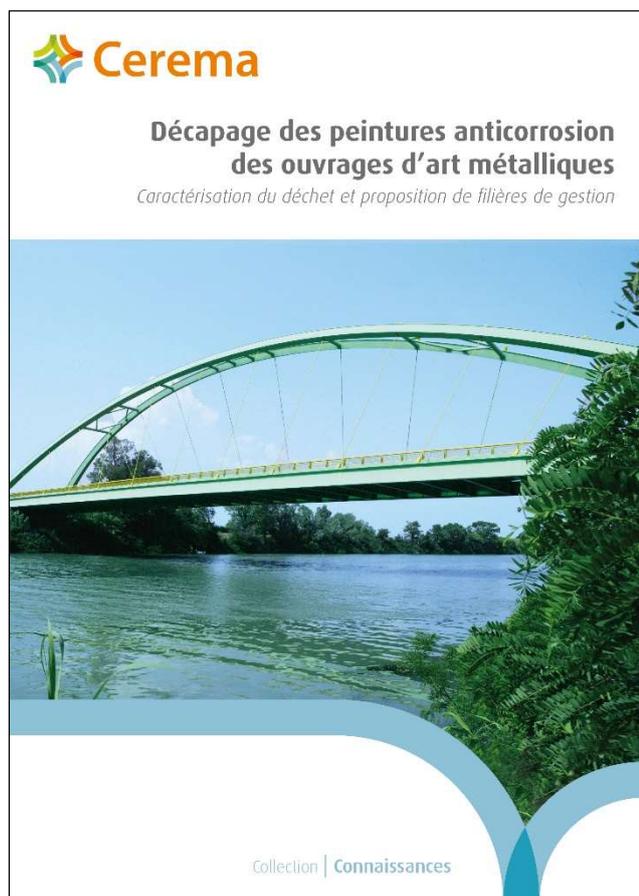
Il est destiné principalement aux personnels techniques des organismes chargés de la surveillance (visiteurs et inspecteurs d'ouvrage), des bureaux d'études et laboratoires spécialisés et aux gestionnaires de réseau d'infrastructures de transport dans les services de l'État, les collectivités territoriales et les autres organismes.

Il annule et remplace les anciens fascicules 32.1 et 32.2 de janvier 1990 de l'ITSEOA.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/instruction-technique-surveillance-entretien-ouvrages-art-6>

Décapage des peintures des OA métalliques

Caractérisation du déchet et proposition de filières de gestion



L'entretien de la protection anticorrosion par peinture des ouvrages métalliques nécessite l'élimination complète ou partielle de l'ancien revêtement. Cette opération, couramment réalisée par décapage du support par projection d'abrasif perdu, génère une quantité importante de déchet de décapage.

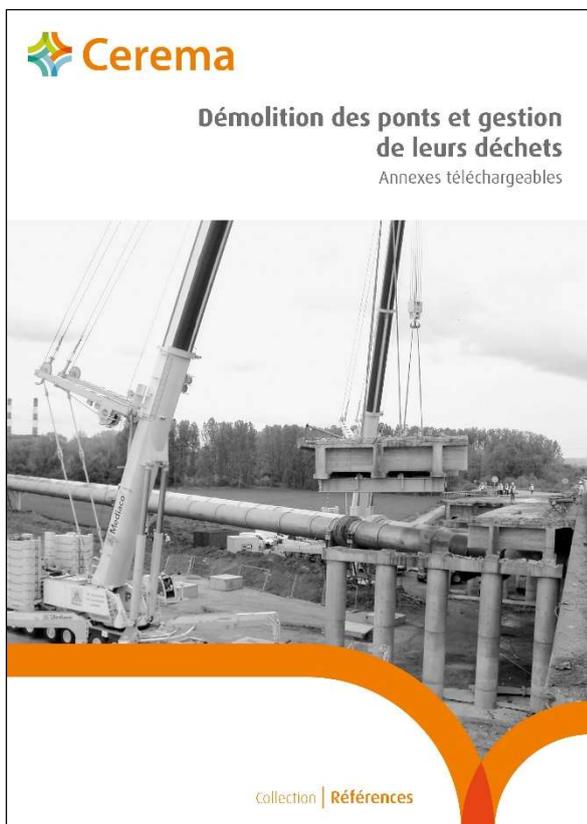
En tant que producteur du déchet de décapage des ouvrages métalliques, le maître d'ouvrage est responsable de leur gestion. Il doit caractériser la dangerosité des déchets générés afin de les gérer conformément aux dispositions réglementaires.

Cet ouvrage précise les méthodes d'échantillonnage et de caractérisations chimique et écotoxicologique des déchets de décapage produits, pour en déterminer la dangerosité. Les filières de gestion seront déterminées en fonction de la dangerosité et du comportement à la lixiviation du déchet de décapage.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/decapage-peintures-anticorrosion-ouvrages-art-metalliques>

Démolitions des ponts et gestion de leurs déchets

Annexes téléchargeables



La démolition des ponts fait appel à de très nombreuses techniques, matériels suivant les configurations et les environnements des ouvrages à traiter.

Le guide Démolition des ponts et de leurs déchets du Cerema présente les éléments méthodologiques et techniques pour traiter la déconstruction d'un ouvrage d'art.

Le document présenté dans le présent kiosque est constitué par les annexes A, B et C de ce guide.

L'annexe A présente, de façon non exhaustive, différents types de matériels et donne des indications sur les types de vérifications à conduire à partir des caractéristiques fournies par les constructeurs. En pratique, le concepteur devra adapter son projet au site et aux matériels retenus.

L'annexe B présente vingt monographies de démolitions de petits ou de grands ouvrages illustrant la variété des situations.

L'annexe C fournit des exemples de clauses-typés à insérer dans les cahiers des charges et des supports utiles à la gestion des déchets.

Le contexte réglementaire étant susceptible d'évoluer rapidement, le concepteur s'attachera à vérifier l'actualité des textes présentés à la date de publication de ce document.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/demolition-ponts-gestion-leurs-dechets-annexes>

Bulletin du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

<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

Crédit photo de la couverture › © DiRIF

Crédits photos › © IFSTTAR - © Cerema - @ Victor Buck Steel construction

ISBN : 978-2-37180-421-0

Pour toute correspondance › Redaction-BOA.CTOA.DTecITM@cerema.fr

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »