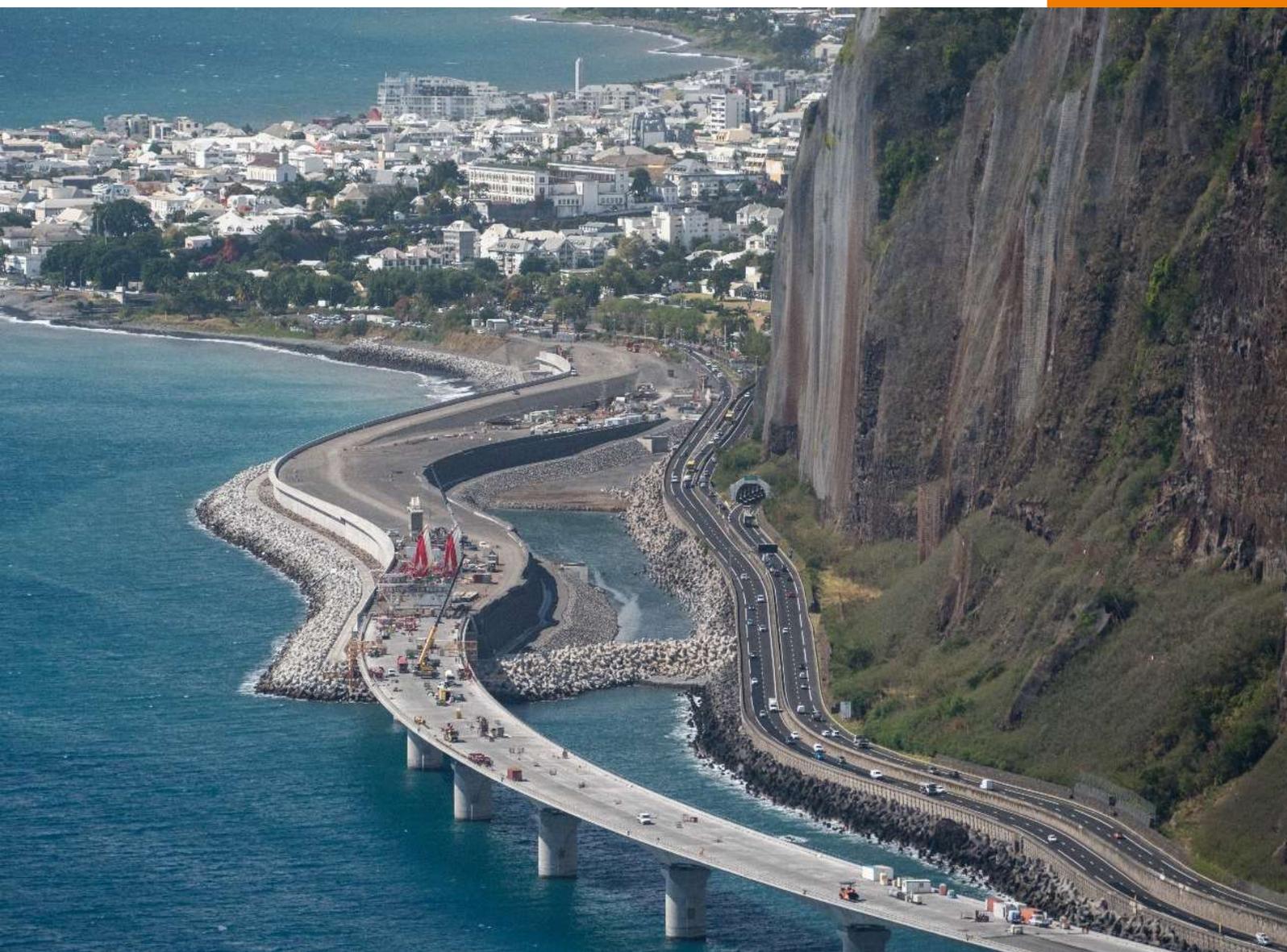


Bulletin Ouvrages d'Art

n°76



Mars 2020

Sommaire

■ Les projets

Etude préalable du nouveau pont sur la rivière Saint Denis à la Réunion (974) 5

Pauline Caulet, Denis Davi, Jean-Louis Delgado, Elsa Trielli

L'ouvrage de doublement de la RD301 à Aix-Noulette (62) 27

Clément Amourette

■ La méthodologie

Mesure vibratoire et calcul acoustique de la tension mécanique 53

Laurent Fritz

Recommandations sur la justification de la diffusion de la précontrainte par adhérence dans les abouts de poutres 65

Luc Müller-Ripalda, Gaël Bondonet, Sylvain Rigole

■ Les brèves du CTOA

Publication de la norme NF P95-104 sur la précontrainte additionnelle 95

Mise à jour des bibles OA du logiciel Petra 95

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 (UGE-IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 83 32
Laurent LABOURIE (Cerema HdeF) - 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 › Extrémité Nord de la nouvelle route du Littoral à la Réunion (974) – Photo Jérôme Balleydier pour Région Réunion.

Etude préalable du nouveau pont sur la rivière Saint-Denis (La Réunion)

Un contexte hydraulique spécifique à l'embouchure d'une rivière exposée aux crues et houles cycloniques

P. Caulet¹, D. Davi¹, J-L. Delgado², E. Trielli³

¹ Cerema Méditerranée, DCEDI, DOA, Pôle d'activités des Milles, Avenue Albert Einstein, CS 70499 – 13593 Aix-en-Provence cedex 3, pauline.caulet@cerema.fr et denis.davi@cerema.fr

² Cerema Méditerranée, DREC, SRILH, Pôle d'activités des Milles, Avenue Albert Einstein, CS 70499 – 13593 Aix-en-Provence cedex 3, jose-luis.delgado@cerema.fr

³ Cerema Méditerranée, Laboratoire d'Aix-en-Provence, SGMS, Pôle d'activités des Milles, Avenue Albert Einstein, CS 70499 – 13593 Aix-en-Provence cedex 3, elise.trielli@cerema.fr

Résumé

La région Réunion assure la maîtrise d'ouvrage d'une première tranche d'amélioration de l'entrée de ville de Saint-Denis compatible avec la Nouvelle Route du Littoral (NRL) actuellement en travaux et livrée en 2020, et la future Nouvelle Entrée Ouest (NEO) de Saint-Denis encore au stade d'études amont. Ses principaux objectifs sont d'améliorer l'entrée sur Saint-Denis pour les futurs usagers de la NRL, de favoriser les transports en commun et de conserver une continuité des modes doux. La réalisation de cette première tranche d'amélioration d'entrée de ville comprend la construction d'un nouveau pont sur la rivière Saint-Denis, immédiatement à l'aval de l'ouvrage existant portant la RN1, dans l'embouchure de la rivière, soit une brèche à franchir d'environ 110 m.

Le Cerema Méditerranée a été missionné pour réaliser l'étude préalable d'ouvrage d'art et est intervenu sur les volets ouvrages d'art, géotechnique et hydraulique. La spécificité de l'étude réside dans la nécessaire adaptabilité du projet à l'évolution prévue du profil en travers fonctionnel lors des différentes phases de livraison des aménagements NRL et NEO ainsi que dans l'implantation de l'ouvrage dans l'embouchure de la rivière, et par conséquent à son exposition aux crues et houles cycloniques centennales. Les études hydrauliques, fluviales et maritimes, comprenant notamment une modélisation numérique bidimensionnelle, auront permis de déterminer les aléas hydrauliques auxquels sera confronté l'ouvrage. Il devra résister notamment à de très fortes hauteurs d'affouillement.

Nota : toutes les figures qui illustrent cet article ont été réalisées par le Cerema sauf les figures 1 et 2 qui ont été aimablement fournies par la Région Réunion.

I Contexte de l'opération

L'accès à la ville de Saint-Denis depuis l'Ouest de l'île de la Réunion se fait actuellement par deux axes : la RD41 et la RN1. La RD41 permet aux habitants de la Montagne et de Saint-

Bernard de se rendre dans la ville de Saint-Denis, mais aussi de s'orienter vers l'Est de l'île, en empruntant le boulevard Sud (RN6). La RN1 est considérée comme un réseau structurant de transit entre l'Ouest et le Nord. Son trafic en provenance de l'Ouest s'élève à 65 700 véhicules par jour (comptages 2015). En arrivée sur la ville de Saint-Denis, les flux se divisent en deux : une partie part vers la RN6, l'autre part vers le Barachois devenant la RN2. La RN1 permet également d'irriguer le réseau viaire communal. Depuis l'Ouest, la chaussée de la RN1 est à 2x2 voies. Elle se transforme en 2x1 voie à l'embranchement de la RD41. La RN2 retrouve un profil à 2x2 voies au croisement avec la rue Labourdonnais. Le rétrécissement de 2x2 voies à 2x1 voie au niveau du pont actuel sur la rivière Saint-Denis, en venant de l'Ouest, crée un goulet d'étranglement générateur d'embouteillages chroniques sur l'actuelle route du littoral, en particulier aux heures de pointes du matin (voir figure 1).

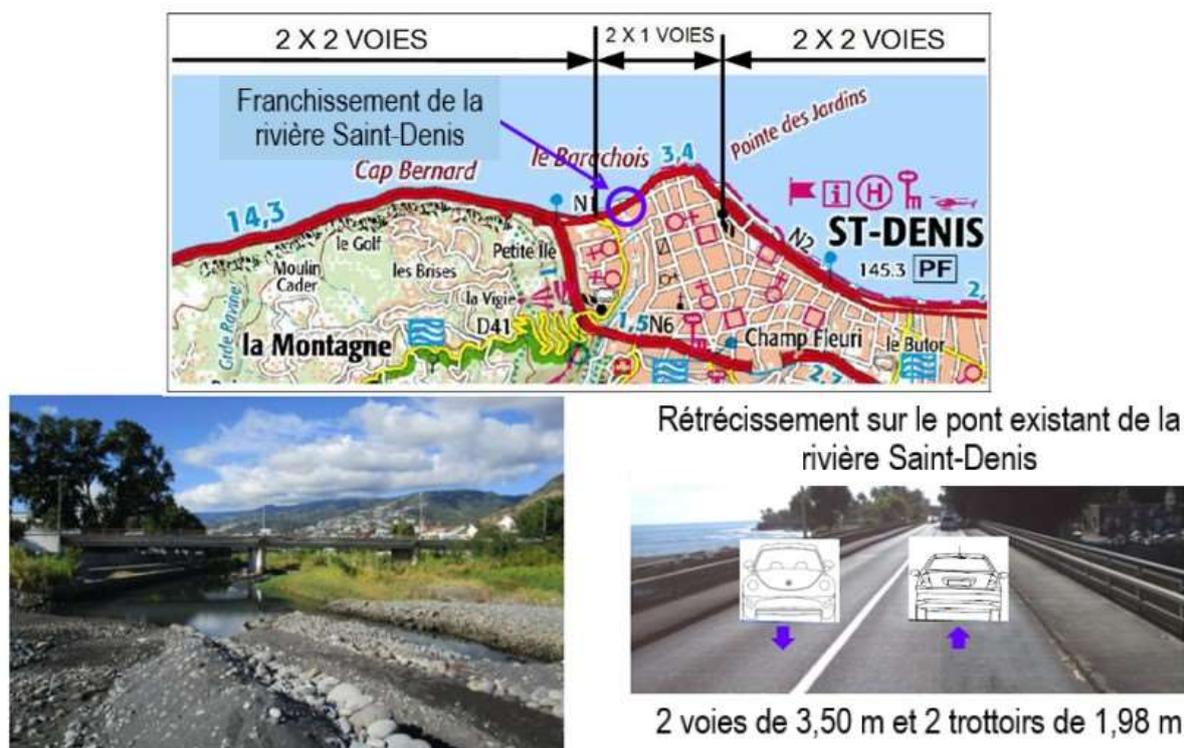


Figure 1 : Situation actuelle

A l'Ouest de la zone d'étude, la Nouvelle Route du Littoral (NRL), actuellement en travaux, a vocation à éloigner la RN1 des risques générés sur les automobilistes par les falaises instables qui la joutent (chutes de blocs, éboulements en masse) et se raccordera à la RN1 actuelle, immédiatement à l'Ouest du croisement avec la RD41. Sous maîtrise d'ouvrage régionale, cette nouvelle infrastructure sera livrée en 2020.

A l'Est de la zone d'étude, le projet de Nouvelle Entrée Ouest (NEO) de Saint-Denis s'intègre dans une démarche globale visant à valoriser le front de mer de la ville de Saint-Denis, en accentuant sa vocation touristique et de loisirs, tout en améliorant les mobilités [1]. Ce projet doit permettre de créer une réelle continuité des routes nationales, en transformant le réseau actuellement à 2x1 voie sur le Barachois en 2x2 voies. Cela se fera en partie en souterrain (tranchées couvertes) afin de libérer de l'espace d'aménagement urbain, tout en maintenant toutefois l'accessibilité aux transports en commun en surface, au plus près des utilisateurs. Le niveau actuel d'étude est du niveau d'esquisse (voir figure 2).



Figure 2 : Projets sur la zone

En avril 2016, la Région Réunion prend la maîtrise d'ouvrage de la réalisation d'une première tranche d'amélioration de l'entrée Ouest de la ville de Saint-Denis avec pour objectifs :

- de permettre aux transports en commun d'entrer et de sortir de Saint-Denis sur des axes prioritaires ;
- d'améliorer l'entrée de ville pour les automobilistes provenant de l'Ouest ;
- de dimensionner une infrastructure capable de supporter à terme un transport en commun guidé ;
- de créer une infrastructure évolutive capable de s'adapter au projet NEO.

Pour répondre à ces objectifs, il est envisagé sur cette zone :

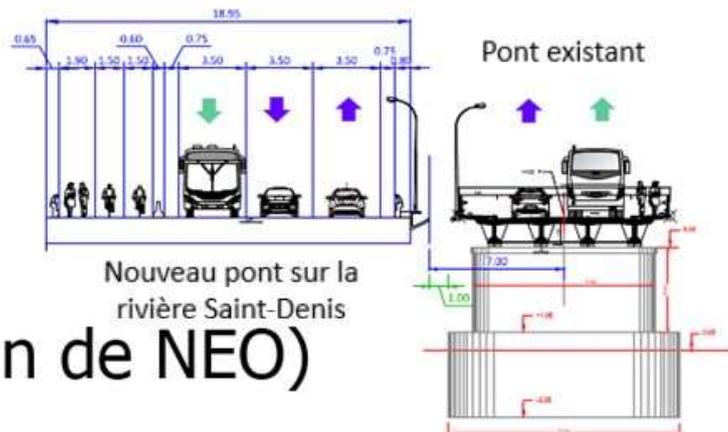
- dans le sens de l'entrée sur Saint-Denis :
 - de poursuivre une voie de Transports en Commun en Site Propre (TCSP) dans la continuité de la NRL ;
 - de dédier une voie aux véhicules entrant en centre-ville par la rue Gasparin et par le square Labourdonnais ;
 - de dédier une voie de transit aux véhicules se dirigeant vers l'Est ;
- dans le sens de la sortie de Saint-Denis :
 - d'attribuer, avant le franchissement de la rivière Saint-Denis, une voie aux TCSP, qui leur permettra d'accéder à la NRL sans avoir à s'arrêter aux carrefours ;
 - de maintenir une voie pour tous les véhicules ;
 - de créer une continuité pour les modes doux (vélos, piétons) entre le Barchois et la NRL.

Une des réponses à ces objectifs passe dans un premier temps par la construction d'un ouvrage de franchissement de la rivière Saint-Denis immédiatement à l'aval de l'ouvrage existant, à proximité du littoral, soit une brèche à franchir d'environ 110 m, ainsi que par une réaffectation des voies sur l'ouvrage existant. Dans une volonté d'anticipation de la Région Réunion, le Cerema Méditerranée a été missionné pour réaliser une première étude préalable d'ouvrage d'art (EPOA) de ce Nouveau Pont sur la Rivière Saint-Denis (NPRSD) et est intervenu sur les volets ouvrages d'art, géotechnique (fondations et remblais d'accès) et hydraulique. La maîtrise d'œuvre complète de l'opération (ouvrage et raccordements) a ensuite été confiée au groupement Setec, constitué d'une équipe multidisciplinaire (OPC, ouvrage, trafic, paysage et architecture, aménagement urbain, procédures réglementaires).

Dans ce cadre, une nouvelle EPOA mise à jour en intégrant une version actualisée et affinée des données d'entrée, ainsi qu'un Projet d'Ouvrage d'Art (POA) ont été produits par le groupement (voir figure 3).

Dans une phase ultérieure, sont prévues la réalisation d'un nouvel ouvrage supplémentaire et une réaffectation de l'ensemble des voies qui permettront de passer à un scénario de 2x2 voies de transit, afin d'intégrer les profils en travers prévus à la livraison de la Nouvelle Route du Littoral (2020) et à plus long terme (livraison projet NEO).

Livraison NPRSD



A long terme (livraison de NEO)

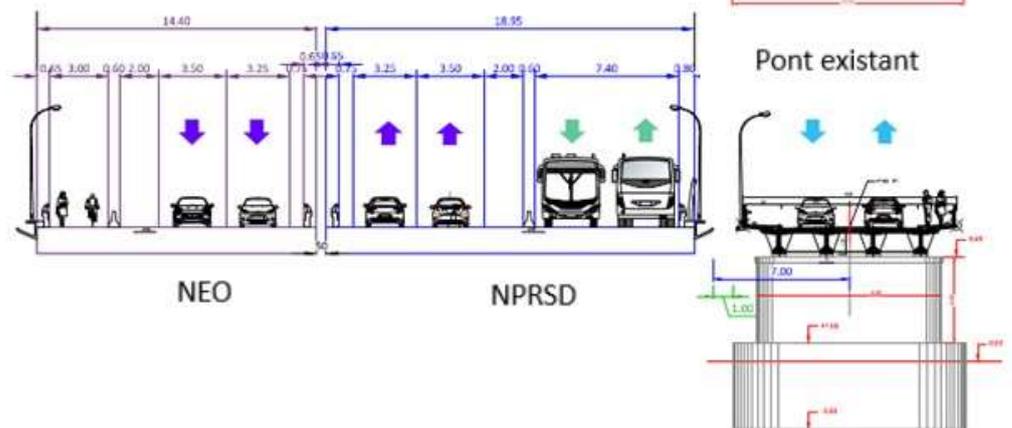


Figure 3 : Evolution du profil en travers

II Présentation sommaire de la brèche

Le futur ouvrage de franchissement se situe à l'extrémité Est de la future NRL et à l'entrée Ouest de Saint-Denis, immédiatement au Nord de l'actuelle RN1. D'Ouest en Est, la brèche est constituée des éléments suivants :

- un chemin en rive gauche pour la desserte de la grève pour les pêcheurs, promeneurs et secours ;
- une ligne électrique enterrée HTA et un réseau eaux usées ;
- une ligne électrique enterrée HTB 63 kV ;
- un endiguement en rive gauche ;
- la rivière Saint-Denis ;
- un endiguement en rive droite ;
- un chemin en rive droite pour la desserte de la grève pour les pêcheurs, promeneurs et secours.

On note également à l'Est de la brèche à franchir, donc en rive droite, une rampe d'accès à une zone de mise à l'eau pour les barques de pêche, qu'il convient de conserver ou de rétablir dans le cadre de l'aménagement prévu sur cette rive (voir figures 4 et 5).



Figure 4 : Vue aérienne de la zone de franchissement



Figure 5 : Présentation de la brèche

Le contexte géologique au droit de la brèche est très singulier et s'apparente à des gorges profondes entaillées par la rivière à des âges anciens où le niveau de la mer était environ 70 m

plus bas, et qui ont ensuite été comblées de sédiments au fil des années. Les formations géologiques rencontrées dans les versants abrupts dominant la Rivière Saint-Denis correspondent ainsi aux formations basaltiques du massif du Piton des Neiges, série des océanites datées entre un et deux millions d'années.

La Rivière Saint-Denis a entaillé le substratum basaltique sur une importante profondeur, en y déposant des alluvions fluviales, parfois colluvionnées sur les anciennes pentes de la ravine. La rivière a été empruntée par une coulée de fond de vallée lors des dernières phases éruptives du massif du Piton des Neiges. Cette coulée appartient à la série différenciée dont l'âge est inférieur à 340 000 ans.

D'après l'extrait de la carte géologique de La Réunion (voir figure 6), la succession stratigraphique attendue dans ce contexte au droit du projet est la suivante :

- Alluvions modernes : Elles occupent le lit de la rivière. La taille des plus gros galets est de 500 mm environ. Quelques gros blocs peu émoussés (diamètre supérieur à 1 m) ont été observés dans le lit plus en amont. Les plus gros blocs ont été poussés sur les berges lors des opérations de curage de la rivière. La granulométrie des alluvions modernes est très proche de celle des alluvions anciennes.
- Au sein des alluvions ou en limite de celles-ci, pourraient être rencontrées des coulées de solifluxions indifférenciées. Ces coulées prennent naissance sur des pentes et dans des rivières à la suite d'effondrement de pans de falaises ou du démantèlement de formations d'éboulis, d'alluvions, de tufs, lors de pluies. Elles se présentent comme un mélange hétérogène d'éléments anguleux ou roulés, de taille millimétrique à décimétrique, éventuellement métrique, fortement cimentés par des produits plus ou moins fins. Elles sont caractérisées par une très forte cohésion et sont très imperméables.
- Alluvions anciennes : Les matériaux sont grossiers à matrice sablo-limoneuse, cimentés. La taille des plus gros blocs est de l'ordre de 500 mm. Toutefois, le degré de cimentation est variable et des diamètres de 1m sont à attendre.
- Le substratum est basaltique et andésitique, aphyrique ou à phénocritaux de feldspaths et olivine peu abondants.

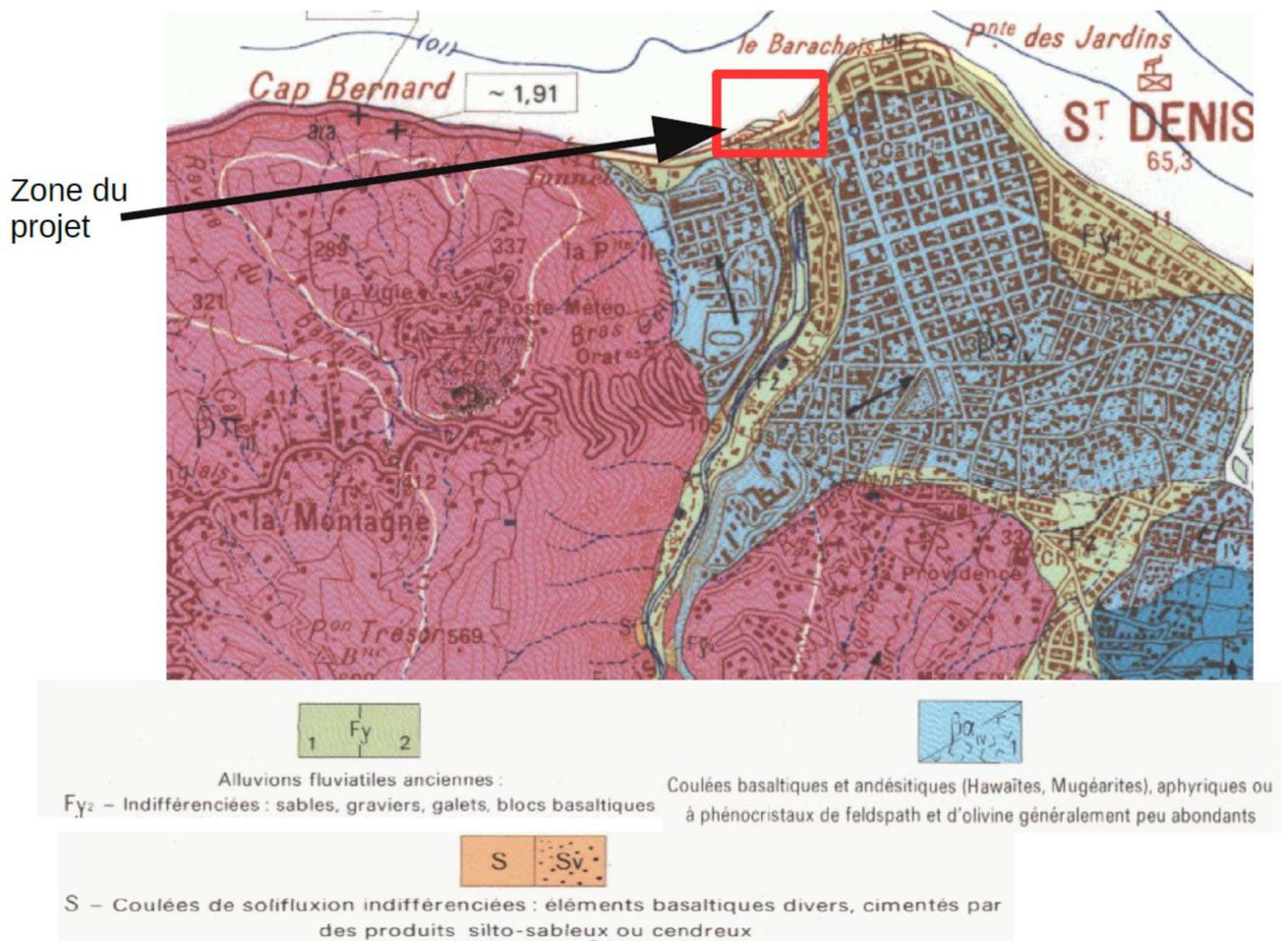


Figure 6 : Extrait de la carte géologique 1/50 000 de la Réunion

III Travures envisagées

La nécessité de conserver en rive droite, pour le NPRSD, le débouché hydraulique de l'ouvrage existant entre l'endiguement et la culée (rôle de décharge en cas de crue) ainsi que le chemin de desserte de la grève pour les pêcheurs et secours, impose l'emplacement de la culée C0. Le maintien sur cette rive de l'aire de mise à l'eau des barques de pêche nécessite en outre la réalisation d'un mur de soutènement de 120 m de long au-delà de la culée C0 associé à un dispositif anti-affouillement permettant de protéger la structure contre les agressions de la houle (choc et affouillement).

En rive gauche, la ligne HTB enterrée non déplaçable impose l'implantation de la culée et conduit à une longueur de travée de rive minimale de 26 m. La brèche présente alors une longueur de 105,50 m. Un mur de soutènement est également nécessaire sur cette rive.

Les travures ont été étudiées avec la volonté de limiter autant que possible le nombre de piles dans le lit endigué. La solution à 4 travées ne pouvant pas être envisagée car elle aurait conduit à implanter deux appuis dans le lit endigué, ces deux appuis ne se situant pas dans l'alignement des appuis de l'ouvrage existant, seules les quatre travures suivantes ont été envisagées :

Solution à 3 travées : 37 m + 42,50 m + 26 m (voir figure 7)

- La pile P1 a été implantée dans le prolongement de la pile P1 de l'ouvrage existant. La pile P2 a été implantée au niveau de l'endiguement rive gauche, de façon à ne pas impacter la ligne HTB enterrée et à ne pas bloquer l'écoulement entre l'endiguement rive gauche et la pile P2 de l'ouvrage existant.
- Étant données la portée de l'ouvrage (42,50 m) et la largeur du tablier (18,95 m), une dalle en béton précontraint à 3 nervures larges de hauteur variable coulée sur cintre est envisagée.
- Le recours au cintre dans le lit de la rivière n'est envisageable que hors saison cyclonique pour laquelle le chantier devrait pouvoir se dérouler hors d'eau, celle-ci se limitant aux chenaux, même pour de petites crues pluviales. Si les travaux devaient se dérouler lors de la période cyclonique, le recours à la dalle nervurée est encore possible, mais, pour pouvoir la mettre en place par poussage, on aura recours à une dalle en béton précontraint à 3 nervures étroites de hauteur constante.
- Même si c'est peu courant, il est possible, pour une portée de 42,50 m de recourir à une solution poutrelles enrobées [9].
- Enfin, même si la proximité immédiate de l'océan ne s'y prête guère (milieu particulièrement agressif pour les structures métalliques), la solution multipoutres mixte est également possible.

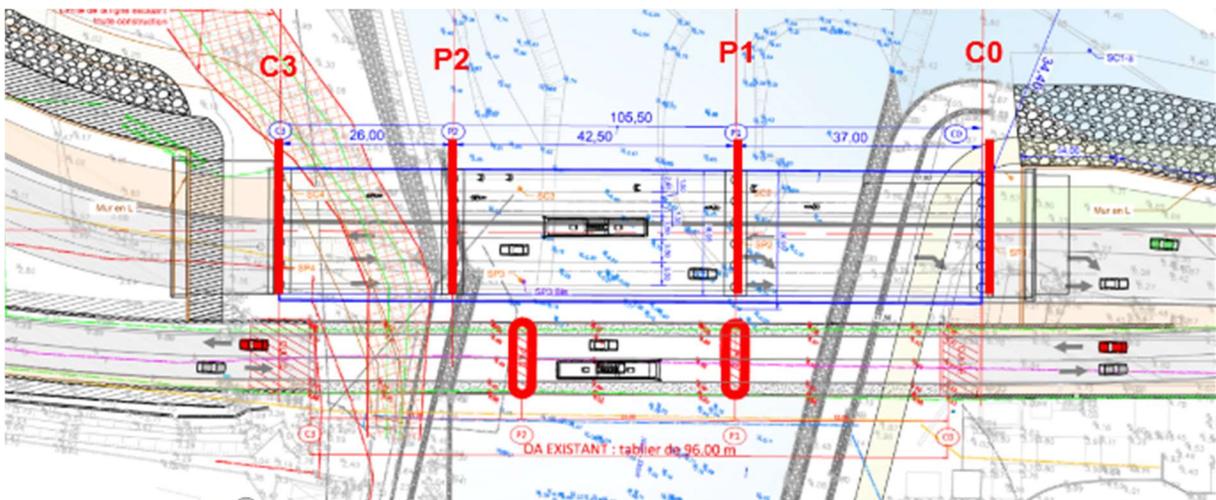


Figure 7 : Solution à 3 travées

Solution à deux travées symétriques : 52,75 m + 52,75 m (voir figure 8)

- La réalisation de deux appuis intermédiaires dans la zone de fort affouillement local des appuis de l'ouvrage existant risquant d'être coûteuse (cf. IV.3), le recours à une solution avec un seul appui intermédiaire, situé en dehors de ces deux zones d'affouillement a été envisagé.
- On pourra recourir à un tablier à précontrainte extradossée, les câbles ayant un tracé en partie aérien à l'extérieur de la structure béton.
- Ici aussi, même si le contexte maritime ne s'y prête guère, la solution multipoutres mixte est possible.

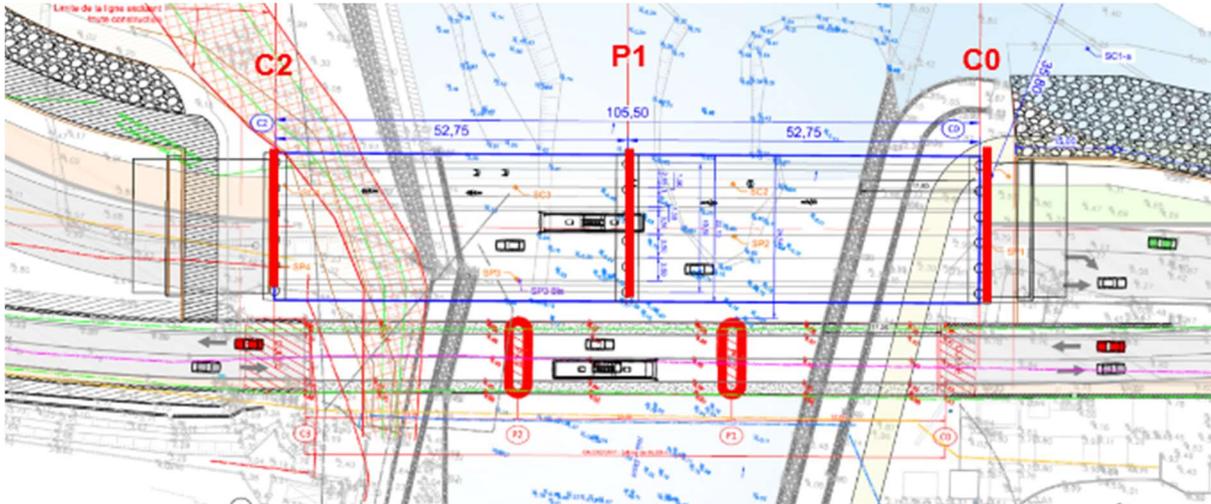


Figure 8 : Solution à 2 travées symétriques

Solution à deux travées dissymétriques : 77,50 m + 28 m

Afin de ne pas implanter d'appui intermédiaire dans le lit endigué, mais également de ne pas impacter la ligne HTB, il a été envisagé de recourir à un seul appui intermédiaire implanté au niveau de l'endiguement rive gauche dans le cadre d'une solution de pont à haubans. Cette solution n'a toutefois pas été étudiée plus avant car, non seulement une solution de ce type est coûteuse, mais elle nécessiterait aussi la réalisation d'un massif contre-poids et donc d'une fouille conséquente, sous le niveau de la mer, qu'il serait particulièrement difficile d'assécher.

Solution monotravée : 105,50 m

- Etant données les dimensions conséquentes des fondations des appuis intermédiaires (prise en compte de l'affouillement), une solution monotravée a été envisagée même si le coût du tablier de ce type de solution est habituellement élevé.
- Une solution bow-string a été envisagée pour ce choix de travure. Même si ce type de tablier est coûteux, cette solution présente l'avantage qu'aucun appui intermédiaire n'est à réaliser.

IV Données hydrauliques

La spécificité de l'étude réside non seulement dans la nécessaire adaptabilité du projet à l'évolution prévue du profil en travers fonctionnel lors des différentes phases de livraison des aménagements de la zone (NRL et NEO), mais aussi dans l'implantation de l'ouvrage dans l'embouchure de la rivière, et par conséquent son exposition aux crues de la rivière et à la houle cycloniques centennales. Les études hydrauliques fluviales et maritimes, qui comprennent notamment une modélisation numérique bidimensionnelle, permettent de déterminer les aléas hydrauliques auxquels sera confronté l'ouvrage. Il devra résister notamment à de très fortes hauteurs d'affouillement.

Le NPRSD est dimensionné pour une crue centennale (débit de 750 m³/s) et des niveaux de mers statiques extrêmes, avec destruction du cordon littoral (mais sans embâcle sur le pont existant).

IV.1 Modèle hydraulique des crues de la rivière

La modélisation retenue est une modélisation numérique bidimensionnelle analogue à la modélisation utilisée pour l'étude de dangers du projet de protection contre les crues de la Rivière Saint-Denis [2] et dont les résultats ont été exploités pour l'élaboration du Plan de Prévention des Risques naturels prévisibles « Inondations et mouvements de terrain » (PPR multirisques) sur la commune de Saint-Denis, approuvé le 17 octobre 2012 [3]. Le logiciel utilisé est TELEMAC-2D développé par EDF et classiquement utilisé pour ce type d'étude. Il n'y a pas de concomitance entre les phénomènes maritimes extrêmes et les crues fluviales. La modélisation maritime a donc été étudiée indépendamment des phénomènes de crue de la rivière.

La carte d'aléas du Plan de Prévention des Risques Inondations (PPRI) de Saint-Denis distingue les aléas contenus dans le lit endigué (crue centennale sans embâcle sous le pont de la RN1 actuel) des aléas qualifiés de « résiduels » en dehors du lit endigué (crue centennale de probabilité d'être atteinte ou dépassée chaque année de $1/100 = 0,01$ avec une hypothèse d'embâcle autour des deux piles du pont de la RN1 actuel de probabilité estimée à 0,2, soit au final un scénario de probabilité $1/2000$ équivalente à une crue de période de retour 500 ans). L'impact hydraulique du NPRSD est donc vérifié pour ces aléas résiduels. Les calculs visent à quantifier la transparence hydraulique. En revanche, on se limite pour le dimensionnement de l'ouvrage proprement dit à l'événement centennal (sans embâcle).

A l'état initial, une crue centennale avec rupture du cordon littoral et sans embâcle sous le pont de la RN1 conduit, juste en aval du pont de la RN1 actuel, à une cote de l'eau maximale de +4,0 m NGR, à une cote de la charge hydraulique maximale de +5,0 m NGR (cote d'eau « moyenne » + surcote locale de 1 m au droit des obstacles à l'écoulement) et à des vitesses d'écoulement maximales localement de l'ordre de 6 m/s. Le courant présente un biais de 10° environ par rapport aux piles du pont existant (voir figures 9 et 10).



Figure 9 : Hauteurs de charges maximales – Etat initial pour la crue centennale sans embâcle sous le pont de la RN1

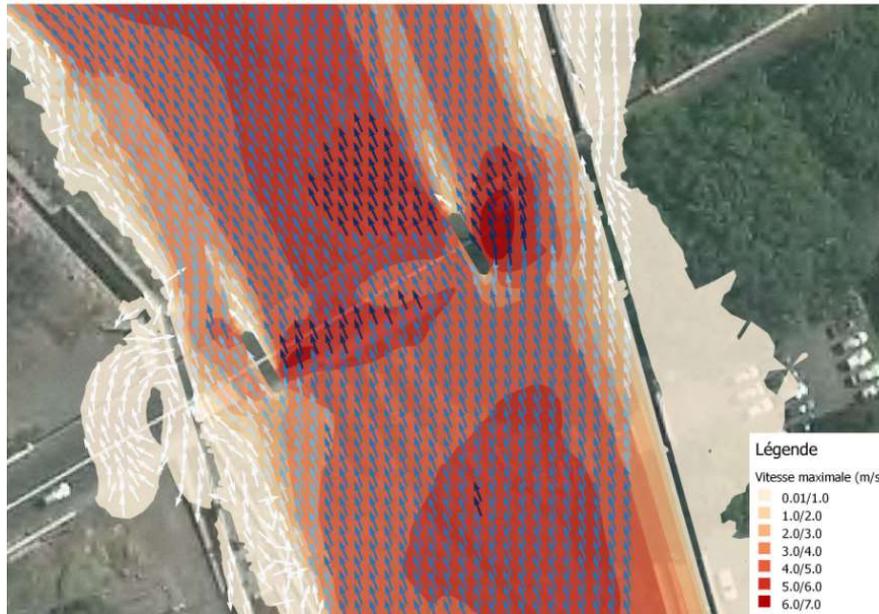


Figure 10 : Orientations des vitesses maximales – Etat initial pour la crue centennale sans embâcle sous le pont de la RN1

IV.2 Modèle hydraulique des houles cycloniques

Le logiciel retenu pour modéliser la houle cyclonique, REFONDE du Cerema, est un code de calcul bidimensionnel qui permet de déterminer l'agitation de la houle. Sa finalité est de déterminer le champ de hauteurs de la houle, servant au dimensionnement des ouvrages maritimes et portuaires.

Pour le projet, le niveau d'eau maximal statique de la mer à la cote retenue est de +3,0 m NGR. Les niveaux maximaux des crêtes de houles déferlées au droit du pont actuel de la RN1 et du projet de NPRSD sont d'environ +5,0 m NGR (voir figure 11).

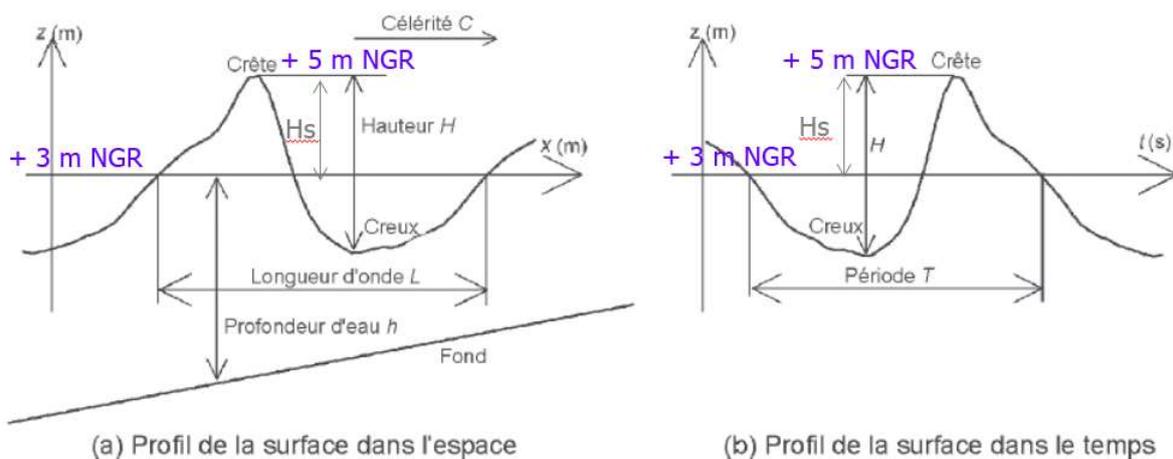


Figure 11 : Niveaux maximaux des crêtes de houles centennales déferlées

IV.3 Affouillements

IV.3.1 Affouillements sous crue centennale

Pour la crue centennale de la rivière Saint-Denis, la profondeur maximale des affouillements totaux à considérer est la somme de la profondeur maximale des affouillements généraux (P1m) relatifs à la mise en suspension des matériaux du fond de lit sur l'ensemble de sa largeur et de la profondeur maximale des affouillements locaux (P2m) concentrés autour des appuis faisant obstacle à l'écoulement. La profondeur maximale retenue pour les affouillements généraux (P1m) correspond à une cote de -6 m NGR dans le contexte d'une crue centennale de la rivière Saint-Denis. Cette valeur a été évaluée de manière empirique à partir de la formule dite "de Ramette" [5] : $P1m = 0,73 (Q_{100}/L)^{2/3} / d_{50}^{1/6}$, en fonction du débit total sous crue centennale ($Q_{100} = 750 \text{ m}^3/\text{s}$), de la largeur du lit mineur entre endiguements ($L = 64 \text{ m}$) et du diamètre moyen des grains ($d_{50} = 0,2 \text{ m}$), puis majorée forfaitairement de 20% pour tenir compte du fait que ce type de formulation empirique a été à l'origine calibrée pour des diamètres de grains sensiblement inférieurs à 0,2 m. Pour ce même niveau de crue, il a été convenu de retenir à dire d'expert un rapport $P2m/D = 2$ au pied d'une pile circulaire supposée isolée. Pour un groupe de plusieurs fûts circulaires identiques, la profondeur maximale (P2m) des affouillements localisés est estimée de la manière suivante :

- si les fûts sont distants de plus de 5 fois le diamètre, P2m équivalent est limité à $1,2 \times P2m$ d'un seul fût ;
- si les fûts sont distants de moins de 5 fois le diamètre d'un fût, P2m équivalent est estimé en considérant un diamètre équivalent au maître couple hydraulique des fûts accolés.

Appuis intermédiaires du pont existant

Les appuis intermédiaires de l'ouvrage existant sont fondés à -3,50 m NGR selon les plans d'époque pour lesquels nous n'avons pas la confirmation qu'il s'agit de plans de récolement. Compte tenu de leur géométrie en forme de voile et en incluant leur nécessaire renforcement (cf. plus bas), le biais du courant par rapport à l'axe des piles conduit à un maître couple hydraulique de 5,60 m environ, ce qui conduit à une profondeur d'affouillement localisé $P2m = 2 * 5,80$, soit $P2m = 11,60 \text{ m}$, et donc à une cote d'affouillement total $Pm = -6 - 11,60 = -17,60 \text{ m NGR}$.

Il en ressort que les appuis intermédiaires de l'ouvrage existant ne résisteraient pas aux effets d'une crue centennale. Si l'ouvrage existant devait s'effondrer par affouillement de ses appuis, cela entraînerait un risque de choc violent de l'ouvrage existant sur le nouvel ouvrage, mais également des phénomènes d'inondations en amont. Il apparaît donc nécessaire de prévoir un renforcement des fondations de ces appuis intermédiaires pour s'affranchir du risque d'affouillement sous crue centennale. En première approche, le principe proposé est un renforcement des appuis intermédiaires par micropieux jointifs avec injection intérieure.

Le retour d'expérience sur des contextes similaires a conduit à considérer une pente à 2 pour 3 pour l'affouillement local. Ces fosses d'affouillement liées aux appuis de l'ouvrage existant impactent plus ou moins les appuis du nouvel ouvrage selon leur implantation et leur distance aux appuis de l'ouvrage existant. Pour les appuis du NPRSD, on considère l'affouillement maximal le plus défavorable entre l'affouillement maximal des appuis du NPRSD et les fosses

d'affouillement liées aux appuis de l'ouvrage existant, les effets ne se cumulant pas (voir figures 12 et 13).

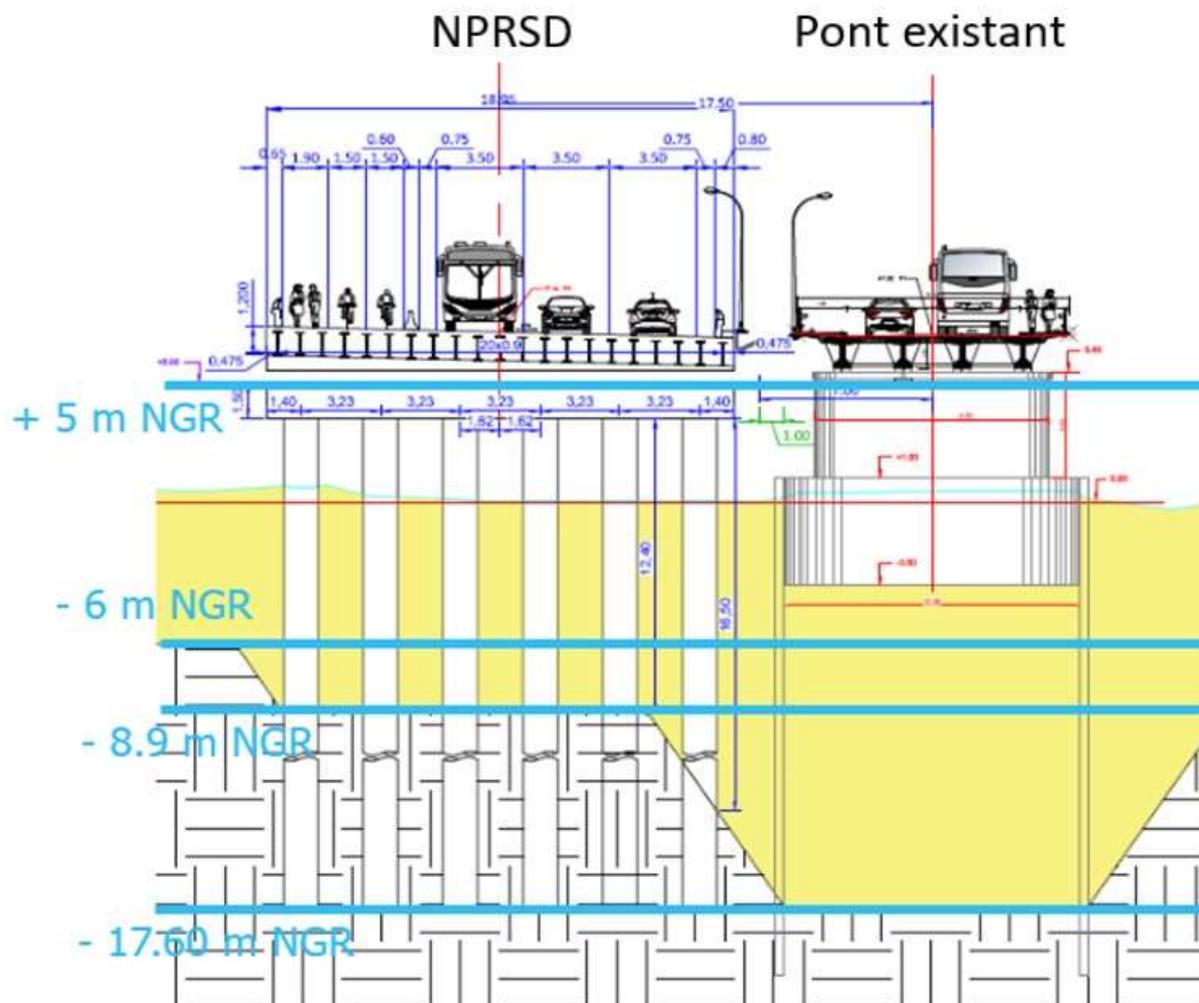


Figure 12 : Appui P1 de la solution à 3 travées

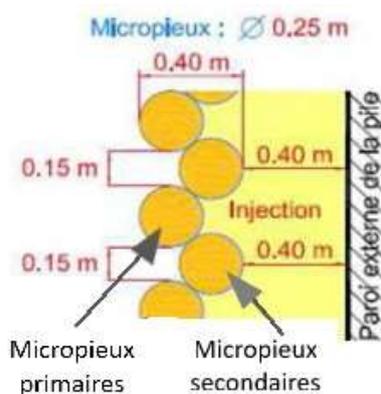


Figure 13 : Renforcement des appuis de l'ouvrage existant

Endiguements existants

Les endiguements existants ne résisteraient pas sous crue centennale et ne doivent donc pas être considérés comme une protection suffisante pour les culées du pont existant ou du nouvel

ouvrage à construire. Leur traitement n'entrant cependant pas dans le cadre du projet d'aménagement routier, une protection intrinsèque des culées du pont existant est donc à prévoir.

Culées du pont existant

La culée C0 côté Saint-Denis est fondée à -1,95 m NGR et la culée C3 côté Possession à -3,15 m NGR selon les plans d'époque pour lesquels nous n'avons pas la confirmation qu'il s'agit de plans de récolement. Concernant les culées de l'ouvrage existant et en considérant leur renforcement (cf. plus bas), il est nécessaire de tenir compte de la profondeur maximale des affouillements localisés au pied d'une culée de l'ouvrage existant seule, estimée à environ -4,3 m NGR.

Il en ressort que les culées de l'ouvrage existant ne résistent pas sous crue centennale et qu'il est donc nécessaire de prévoir un renforcement de leurs fondations vis-à-vis du risque d'affouillement. En première approche, le principe proposé est, comme pour les appuis intermédiaires, un renforcement par micropieux jointifs avec injection intérieure.

Conséquences sur les appuis intermédiaires du NPRSD

Pour les solutions à 2 et 3 travées, les fondations projetées des appuis à ce stade d'étude préalable sont constituées par une file de 6 pieux de 1 400 mm de diamètre, distants de moins de 5 fois leur diamètre. Ces pieux sont prolongés par des fûts de même section jusqu'au chevêtre. Le biais du courant par rapport à l'axe des appuis étant de l'ordre de 10° , $P2m = 2 * 6 * 1,4 * \sin 10^\circ$, soit $P2m = 2,9$ m, d'où $Pm = -6 - 2,9 = -8,9$ m NGR.

Conséquences sur les culées du NPRSD

La première option classique envisagée pour la conception des culées du NPRSD consistait à réaliser des ouvrages de type culées à murs de front fondées sur pieux, de façon à assurer le rétablissement du chemin et le débouché hydraulique en rive droite et ne pas impacter la ligne HTB en rive gauche. Toutefois, l'analyse des sollicitations importantes sur les fondations liées à la poussée des terres dans la configuration affouillée d'une part, et d'autre part la possibilité de différencier le niveau de performance requis pour l'ouvrage (pérenne et donc dimensionné pour une crue centennale) de celui requis pour les remblais d'accès (provisoires car modifiés par NEO et donc dimensionnés pour un événement décennal) ont conduit à retenir une solution permettant de dissocier la fonction de reprise des descentes de charge provenant du tablier (culée) de celle de soutènement du remblai. Les culées sont ainsi conçues pour une durée de vie de 100 ans alors que les soutènements de remblais sont conçus pour une durée de vie de 10 ans. Cette analyse a conduit à retenir des piles-culées constituées d'un chevêtre fondé sur pieux assurant la reprise des descentes de charges. La poussée des terres est quant à elle reprise directement par le soutènement du remblai, décalé de quelques mètres à l'arrière des culées et relié à elles par une dalle légère en béton armé constituant en quelque sorte une petite travée d'accès (voir figure 14).

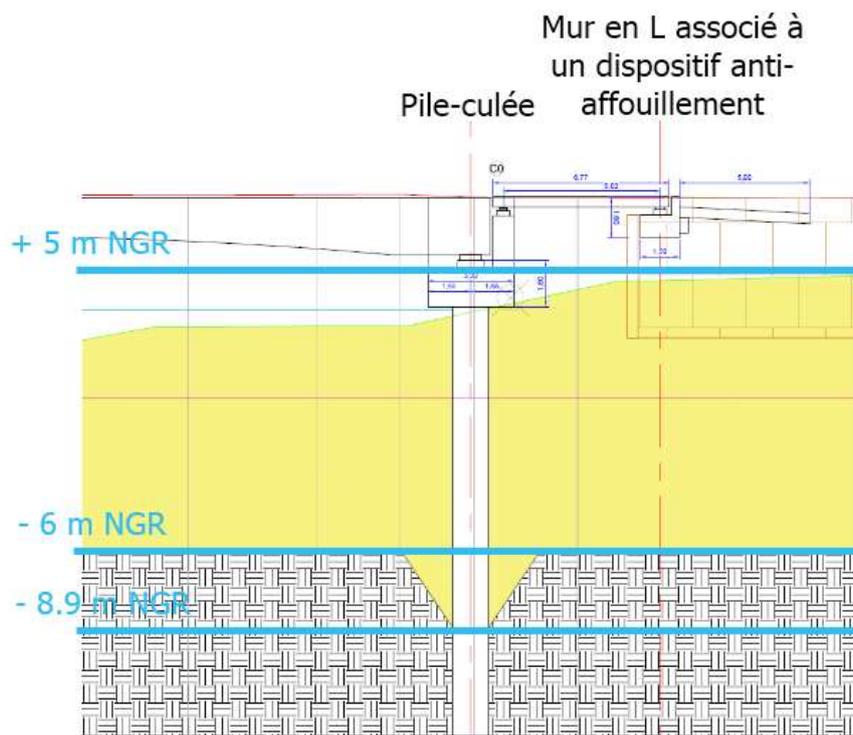


Figure 14 : Culée C0 – rive droite

IV.3.2 Affouillements sous houles décennales déferlantes

La profondeur maximale retenue (P_m) des affouillements localisés au pied des protections maritimes des remblais de raccordement à la RN1, prévus non pérennes, dus aux houles décennales déferlantes, correspond à une cote d'environ -2 m NGR.

Un dispositif anti-affouillement est prévu côté mer afin d'éviter l'affouillement à la cote - 2 m NGR sous l'action de la houle. On considère que le dispositif anti-affouillement reste intègre suite à un événement décennal et qu'il est entretenu pour garantir l'absence de perte de matériaux. Aucun affouillement n'est pris en compte entre le dispositif anti-affouillement et le mur de soutènement qui sera constitué d'un mur en L ou d'un mur en béton cyclopéen en fonction de l'offre technique disponible localement. Ceci permet de réaliser l'assise de la semelle au-dessus du niveau des basses eaux (+0,4 m NGR) à +2 m NGR par exemple pour un TN à +2,5 m NGR.

Une adaptation du principe est prévue en rive gauche puisque l'espace pour la mise en œuvre du dispositif anti-affouillement est contraint en raison de la proximité de la ligne électrique enterrée : dispositif anti-affouillement réduit et gros béton à partir de -2 m NGR.

Côté rivière, la digue de protection existante ayant résisté à des événements de période de retour décennale, il est considéré que cette protection évite l'affouillement dû à la rivière au pied du mur de soutènement situé à l'arrière de la pile-culée. Par conséquent, aucune protection n'est prévue côté rivière devant le mur de soutènement. Il est toutefois recommandé de veiller au recouvrement de ces deux protections (digue existante et dispositif anti-affouillement) afin qu'elles soient garantes de la stabilité du mur de soutènement (voir figure 15).

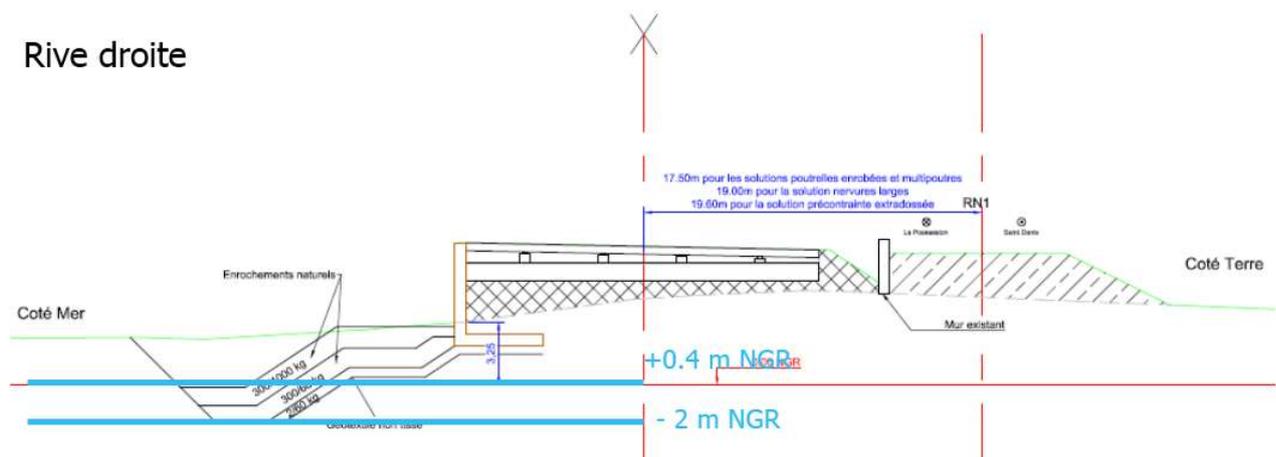


Figure 15 : Protection anti-affoulement des murs de soutènement en rive droite

IV.4 Affinage des hypothèses hydrauliques après l'EPOA du Cerema

Dans le cadre de la mission de maîtrise d'œuvre complète de l'opération confiée au groupement Setec, la Région Réunion a demandé au service hydraulique du Cerema Méditerranée d'affiner certaines hypothèses, en particulier celles concernant les hauteurs des affouillements dus aux crues, élément particulièrement dimensionnant :

- Pour le calcul de l'affouillement local, c'est le diamètre d'une pile circulaire ou le maître couple hydraulique d'une pile oblongue sur la partie de l'appui en contact avec les écoulements en crue en dehors des affouillements généraux et locaux qui est à considérer, à savoir la partie aérienne hors crue.
- Le biais du courant par rapport à l'axe des appuis a été affiné et réduit à 6°.

D'autre part, Setec a proposé au maître d'ouvrage de retenir 3 situations de calcul pour le dimensionnement et la justification de l'ouvrage vis-à-vis des affouillements :

- S0 = Situation de référence = situation sans affouillement ;
- S1 = Situation affouillée pseudo-permanente = situation avec affouillements limités, au droit des piles uniquement ;
- S3 = Situation affouillée accidentelle = situation avec affouillements maximaux, au droit des piles et des culées.

Pour la situation intermédiaire S1, il est considéré :

- qu'il n'y a pas de défaillance des endiguements existants ;
- que le niveau d'affouillement est le niveau d'affouillement maximal sous crue décennale (-4 m NGR pour l'affouillement général et un rapport de $P2m/D = 1$ pour l'affouillement local) ;
- que cette situation est combinée à tous les cas de circulation et de vent ;
- que la charge hydraulique maximale est celle de la crue centennale.

V Analyse des solutions

Une analyse multicritère a été effectuée en intégrant des critères hydrauliques, environnementaux, d'insertion dans le site, techniques et de coûts, et en les pondérant au

regard des enjeux de cette brèche. Nous détaillons ici plus spécifiquement le critère « impact hydraulique ».

V.1 Critère « impact hydraulique »

Le NPRSD doit assurer la transparence hydraulique pour les aléas du PPR multirisques sur la commune de Saint-Denis, approuvé le 17 octobre 2012 [3]. Le critère « impact hydraulique » a été pondéré par 2.

Seule la solution monotravée assure la transparence hydraulique totale.

Pour les solutions à 2 ou 3 travées, les impacts en amont du pont de la RN1 actuel sur les hauteurs d'eau et les hauteurs de charge hydraulique pour une crue centennale sans embâcles (aléas du PPRI dans le lit endigué) peuvent être évalués de la manière suivante :

- les impacts sont contenus dans le lit endigué et ne remontent que de quelques dizaines de mètres en amont ;
- les impacts sont un peu plus forts pour la solution à 2 travées car la pile située dans le lit endigué n'est pas masquée par une des 2 piles du pont de la RN1 actuel ;
- les impacts sur les hauteurs d'eau sont plus forts que sur les hauteurs de charge hydraulique ;
- les impacts sur les hauteurs d'eau le long des endiguements peuvent dépasser très localement 10 cm (voir figure 16).

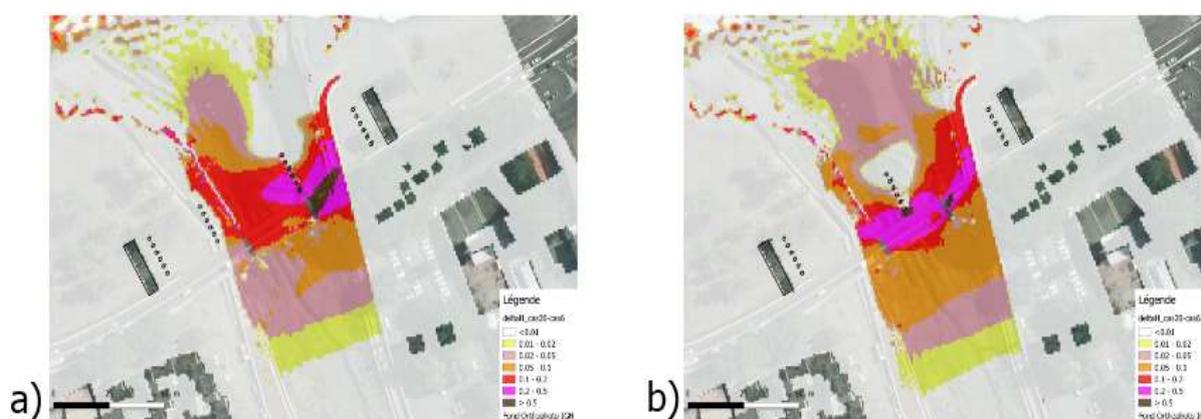


Figure 16 : Impacts des solutions 3 travées (a) et 2 travées (b) sur la hauteur d'eau pour une crue centennale sans embâcle

Les impacts en amont du pont de la RN1 actuel sur les hauteurs d'eau et les hauteurs de charge hydraulique pour une crue centennale avec embâcles autour des deux piles du pont de la RN1 actuel (aléas « résiduels » du PPRI en dehors du lit endigué) peuvent être évalués de la manière suivante :

- les impacts sur les aléas résiduels situés en dehors du lit endigué ne remontent que de quelques dizaines de mètres en amont ;
- les impacts sont un peu plus forts pour la solution à 3 travées car la pile située sur l'endiguement en rive gauche est soumise aux écoulements sans être masquée par une des 2 piles du pont de la RN1 actuel ;

- les impacts sur les hauteurs d'eau sont plus forts que sur les hauteurs de charge hydraulique ;
- les impacts sur les hauteurs d'eau autour des premières constructions peuvent dépasser très localement 5 cm.

Il est à noter que la solution à deux travées augmente les risques d'embâcle car la pile centrale n'est masquée par aucune des deux piles du pont de la RN1 actuelle.

Les impacts hydrauliques des solutions de l'EPOA à 2 ou 3 travées semblent négligeables pour une crue centennale sans embâcles (aléas du PPRI dans le lit endigué) et très faibles pour une crue centennale avec embâcles autour des deux piles du pont de la RN1 actuel (aléas résiduels du PPRI en dehors du lit endigué).

V.2 Autres critères

Neuf autres critères ont été considérés dans l'analyse multicritère :

- Le délai de réalisation (pondération de 3) : il s'agit d'un critère important, l'objectif étant de livrer le NPRSD dans les mêmes délais que la NRL ;
- Les risques liés aux travaux en rivière (pondération de 2) : une attention particulière est accordée au risque de ripage du délai de réalisation du tablier vis-à-vis des crues de la rivière (période cyclonique), l'objectif étant de livrer le NPRSD dans les mêmes délais que la NRL ;
- L'impact environnemental (pondération de 2) : dans un objectif de développement durable et dans la volonté de préserver les ressources naturelles non renouvelables, une analyse spécifique dite éco-bilan a été menée et sert de base à l'évaluation de ce critère. Toutefois, cette analyse reste partielle ; les outils disponibles à ce jour ne permettent pas d'analyser l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage. L'impact environnemental est donc également étudié d'un point de vue qualitatif : impact sur la rivière et sur le couloir des oiseaux marins ;
- Le coût (pondération de 2) ;
- L'entretien et la durabilité (pondération de 2) ;
- La réalisation des appuis (pondération de 2) : ce critère est principalement lié au nombre d'appuis à réaliser en rivière, tant du point de vue des difficultés de réalisation que de la protection des espèces présentes ;
- La réalisation du tablier (pondération de 2) : ce critère concerne le niveau de technicité spécifique à chaque mode de construction de tablier. De plus, les solutions nécessitant le recours à un cintre sont pénalisées en raison des contraintes hydrauliques et environnementales ;
- L'insertion au site (pondération de 2) : l'enjeu architectural porte essentiellement sur l'altitude du tablier du nouvel ouvrage : les cotes supérieures et inférieures de ce tablier sont à caler au plus près des profils en long de l'extrados et de l'intrados de l'ouvrage existant ;
- L'impact sur les endiguements (pondération de 1) : Les endiguements présents en rive gauche et en rive droite ont été réalisés sous Maîtrise d'Ouvrage de la ville de Saint-Denis. On a cherché à impacter le moins possible ces endiguements, sous maîtrise d'ouvrage différente du NPRSD. Les solutions les impactant ont par conséquent été pénalisées.

VI Solution retenue

Au terme de l'analyse multicritère et sur la base des données et contraintes recensées à ce stade des études, la solution à 3 travées à poutrelles enrobées présente le meilleur compromis, pour un coût estimé à 9,3 M€ HT (hors soutènement et hors renforts de l'ouvrage existant). Elle est très proche des solutions multipoutres mixtes à 3 ou 2 travées qui ne sont toutefois pas conseillées pour les questions d'entretien et de durabilité en raison du risque de projections de galets au niveau du tablier, liées à la houle et au vent cycloniques et à l'exposition aux embruns (voir figures 17 et 18).

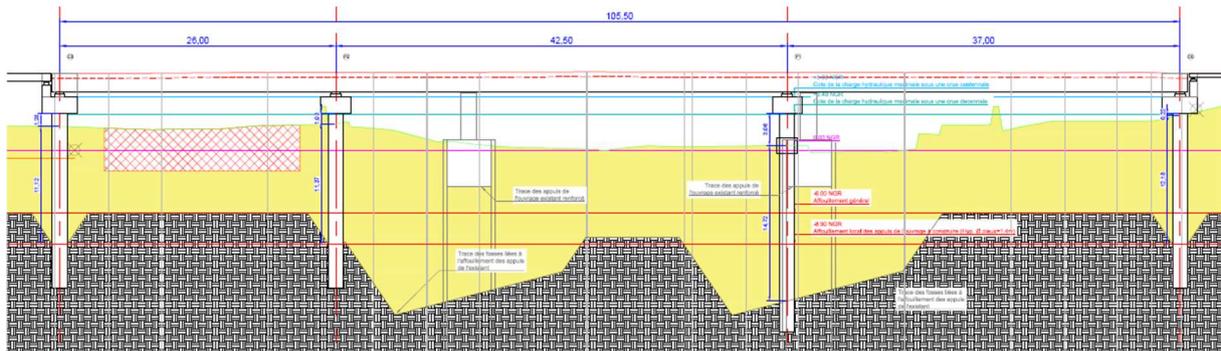


Figure 17 : Profil en long de la solution retenue

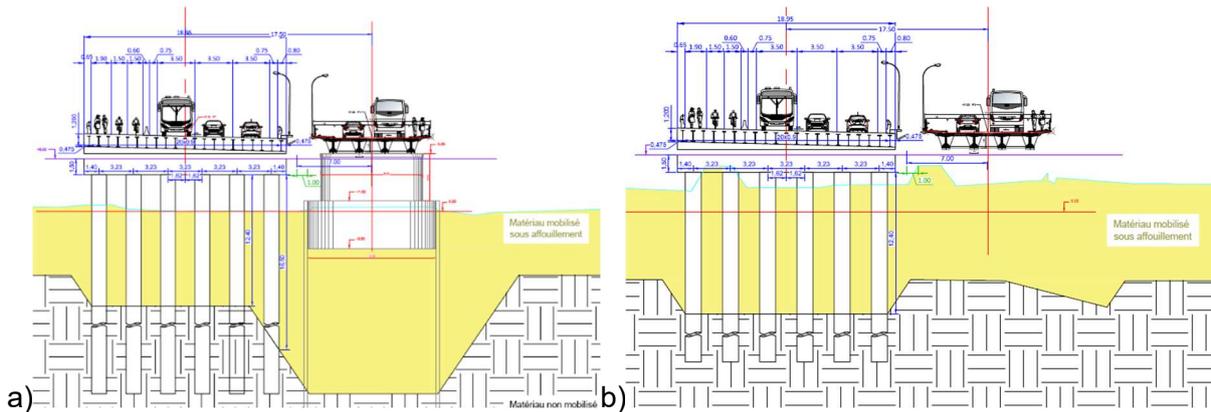


Figure 18 : Profils en travers de la solution retenue en P1 (a) et en P2 (b)

Il faut noter que la solution finalement retenue dans le cadre du projet établi par le groupement Setec, si elle conserve le principe d'une structure de tablier à poutrelles enrobées, correspond en revanche à un choix de travure différent : 3 travées 39 m + 32 m + 39 m, soit une longueur totale de 110 m. Les quatre appuis, davantage alignés sur ceux du pont existant, évoluent également légèrement en terme de conception et géométrie :

- Pour les culées perchées sans travée d'accès et situées hors du lit endigué, les fondations profondes sont désormais constituées de 3 barrettes de section 2,80 m x 1,50 m orientées selon l'axe longitudinal de l'ouvrage, réalisées sur toute la hauteur d'appui et reliées en tête par un chevêtre continu ;
- Pour les piles, situées dans le lit endigué et dans l'alignement des appuis de l'ouvrage existant, les fondations profondes sont constituées de 4 barrettes de section 2,80 m x 1,50 m orientées perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'ouvrage, et sont prolongées chacune par des fûts oblongs de 4 m de hauteur, reliés entre eux par un chevêtre continu.

VII Conclusion

Le Cerema Méditerranée a été missionné pour réaliser l'étude préalable d'ouvrage d'art relatif à la construction d'un nouvel ouvrage de franchissement de la rivière Saint-Denis immédiatement à l'aval de l'ouvrage existant, à proximité du littoral, soit une brèche à franchir d'environ 110 m. Dans un contexte très spécifique caractérisé à la fois par l'évolution attendue dans le temps du profil en travers fonctionnel de l'aménagement et par sa situation en embouchure de rivière marquée par d'importants phénomènes de crues et de houles cycloniques, le Cerema Méditerranée est intervenu sur les différents volets ouvrages d'art, géotechnique et hydraulique.

L'étude hydraulique a notamment montré que les endiguements actuels, de même que les appuis de l'ouvrage existant, ne résisteraient pas à l'affouillement calculé sous l'effet d'une crue centennale. Ces résultats ont conduit à prévoir un dimensionnement adapté de l'ensemble des appuis du futur ouvrage (piles et culées) mais également un renforcement des appuis de l'ouvrage existant afin de se prémunir de la menace que ferait peser son effondrement sur l'aménagement futur (risque de choc violent entre les deux structures) ainsi que vis-à-vis des phénomènes d'inondations induits prévisibles en amont. Un principe de renforcement a été imaginé afin d'apprécier l'impact engendré sur les solutions étudiées. En première approche, le principe proposé est un renforcement des appuis par micropieux jointifs avec injection intérieure. Dans cette configuration renforcée, les fosses d'affouillement générées au droit des appuis en rivière de l'ouvrage existant peuvent s'avérer plus importantes que celles engendrées par les propres fondations des solutions étudiées et impactent fortement le dimensionnement de ces dernières.

Afin d'optimiser la conception et donc les coûts de réalisation associés, une différence de performance a été retenue entre l'ouvrage proprement-dit et les remblais d'accès : si l'ouvrage principal est pérenne et a donc été dimensionné pour un événement centennal, les remblais d'accès sont en revanche considérés provisoires (car devant être profondément modifiés dans le cadre de la NEO) et ont par conséquent été dimensionnés uniquement pour un événement décennal. A cette différence de performance entre l'ouvrage et les remblais d'accès s'ajoute l'analyse des sollicitations importantes sur les fondations liées à la poussée des terres dans la configuration affouillée, ce qui a conduit à dissocier la fonction de reprise des descentes de charge provenant du tablier derrière les culées de celle de soutènement du remblai. Le choix s'est ainsi porté sur des piles-culées, constituées d'un chevron fondé sur pieux. La poussée des terres est quant à elle reprise directement par le soutènement du remblai, décalé de quelques mètres à l'arrière des culées et relié à elles par une dalle légère en béton armé constituant en quelque sorte une petite travée d'accès.

Suite au recensement des données et contraintes de la brèche, trois travées différentes ont été retenues pour six solutions de structures différentes. Une analyse multicritère, menée en intégrant des critères hydrauliques, techniques, environnementaux, d'insertion au site, d'entretien/durabilité et de coûts, et en les pondérant au regard des enjeux de cette brèche, a conduit à retenir à ce stade des études, la solution à 3 travées en poutrelles enrobées, pour un coût estimé à 9,3 M€ HT, hors soutènements.

Cette étude aura permis de figer des hypothèses et des principes de conception robustes pour la suite des études confiées au groupement Setec dans le cadre d'une mission de maîtrise

d'œuvre complète de l'opération (ouvrage et raccordement), pour laquelle le Cerema Méditerranée conserve un rôle d'Assistance à Maîtrise d'Ouvrage.

VIII. Références bibliographiques

[1] Nouvelle entrée Ouest de Saint-Denis – Études préliminaires - Rapport d'étude PHASE 3 – Egis France - juin 2014

[2] Protection contre les crues de la rivière Saint-Denis. Étude de dangers - Rapport 09PRU029. Indice C – Safège - mai 2011

[3] Plan de Prévention des Risques naturels prévisibles « Inondations et mouvements de terrain » de la commune de Saint-Denis, approuvé le 17 octobre 2012 – Note de présentation – août 2012

[4] HEC-18 Evaluating Scour at Bridges, 5th Edition FHWA-HIF-12-003 – U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration (FHWA) – avril 2012

[5] Guide technique « Analyse de risque des ponts en site affouillable » – Cerema – 2019

[6] Hydraulique des ouvrages de franchissement des vallées fluviales - La Houille Blanche n°4 – juin 1982 - G. Nicollet

[7] Instruction technique du 6 février 2015 fixant les modalités d'élaboration, d'instruction, d'approbation et d'évaluation des opérations d'investissement sur le réseau routier national

[8] Guide du projeteur Ouvrages d'Art – Ponts courants - SETRA - janvier 1999

[9] Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées » - SETRA/SNCF - mai 1995

L'ouvrage de doublement de la RD301 à Aix-Noulette (62)

Un bow-string non contreventé de 81m de portée dans le bassin minier

C. Amourette¹

¹ Cerema Hauts-de-France puis Cerema Méditerranée : DCEDI, DOA, Pôle d'activités des Milles, Avenue Albert Einstein, CS 70499 – 13593 Aix-en-Provence cedex 3, clément.amourette@cerema.fr

Résumé

L'ouvrage de doublement de la RD301 permet de franchir l'A26 au niveau de la commune d'Aix-Noulette, dans le Pas-de-Calais, en configuration 2*2 voies avec terre-plein central. La solution de franchissement est constituée par un bow-string métallique non contreventé de 81m de portée mis en place par des chariots automoteurs, véhicules souvent appelés kamags® du nom d'un de leurs principaux constructeurs.

L'article ci-dessous propose de revenir sur les contraintes particulières de l'ouvrage (biais, limitation des restrictions de circulation) et les adaptations de conception qui en découlent. Les spécificités des justifications des charpentes métalliques des bow-strings sont également évoquées dans cet article, notamment la prise en compte des phénomènes d'instabilité, de vent et leur interaction.

La majeure partie des extraits de plans et des photographies reproduites ci-après a été aimablement transmise par le Conseil Départemental du Pas-de-Calais, maître d'ouvrage de l'opération.

I. Contexte général de l'opération

I.1 Situation initiale

L'autoroute A21, autrement appelée « rocade minière », débouche à hauteur de la commune d'Aix-Noulette (Pas-de-Calais) sur la route départementale 301 dans le sens Lens – Bruay-la-Buissière. Ce faisant, le profil en travers de la RD301 se réduit brutalement de deux voies par sens à une voie par sens, occasionnant aux heures de pointe de nombreux ralentissements.

La section Houdain/Aix-Noulette de la RD301 étant déjà aménagée à 2*2 voies, seul un barreau routier d'une longueur approximative de 1200m, en l'occurrence la liaison RD301 – A21, restait à élargir. Or, ce barreau franchit l'A26, ce qui a nécessité l'étude et la construction d'un ouvrage d'art permettant de passer au-dessus de l'autoroute, ouvrage objet du présent article (voir figures 1 et 2).



Figure 1 : Vue aérienne du tronçon avant travaux



Figure 2 : Situation du franchissement

I.2 Solution technique proposée

L'ouvrage est donc situé sur la commune d'Aix-Noulette (62) et permet à la rocade minière (RD301) de franchir l'A26. Il constitue le doublement d'un ouvrage existant de type pont-dalle à quatre travées doté d'un appui en terre-plein central. Le franchissement de l'A26 par la RD301 présente un biais prononcé de 56 grades. L'élargissement de la route départementale supporte, outre la chaussée courante, une voie d'entrecroisement au droit de la brèche, ce qui a nécessité un tablier de largeur relativement importante. En outre, les conditions de circulation sur l'A26 ont fortement contraint le projet ainsi que les délais et moyens de mise en place envisageables de l'ouvrage. Au vu de ces contraintes, le maître d'ouvrage a opté pour une solution de type bow-string métallique, qui permet de mettre en place l'ouvrage sur ses appuis très rapidement et donc, de minimiser l'impact sur la circulation autoroutière, sans entamer le gabarit de l'A26. En outre, afin de débiaiser l'ouvrage, la portée a été fixée à 81m (voir figures 3 et 4).

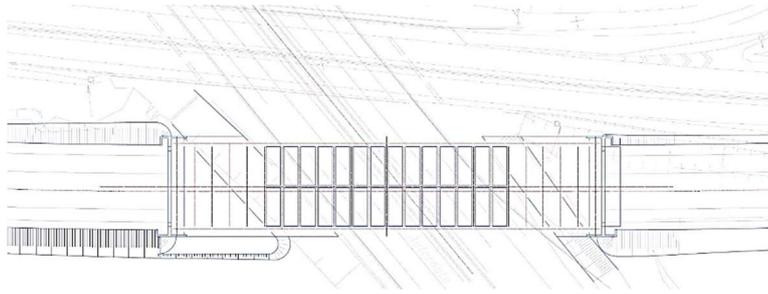


Figure 3 : Vue en plan de l'ouvrage

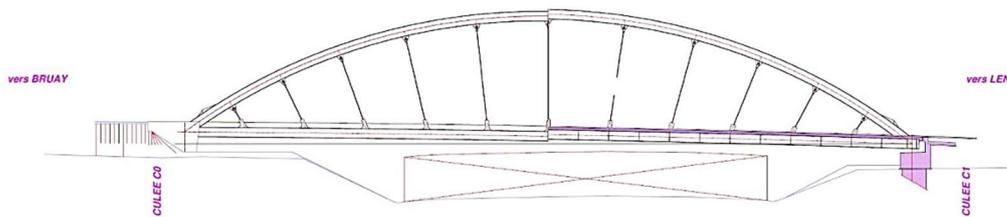


Figure 4 : Coupe longitudinale du projet

I.3 Historique des études

Les études de conception de l'ouvrage ont débuté en octobre 2015 par l'Etude Préalable d'Ouvrage d'Art (EPOA) et se sont poursuivies par des phases d'AVP et de Projet pour finalement déboucher sur la production d'un Dossier de Consultation des Entreprises (DCE), l'appel d'offres étant lancé en juin 2017. L'ensemble de ces études a été réalisé conjointement par le Conseil Départemental du Pas-de-Calais (CD 62), le bureau d'études GINGER, pour la partie géotechnique, et le Cerema Hauts-de-France, pour les parties structure et géotechnique.

L'appel d'offres a été remporté par le groupement Eiffage Métal – Bouygues TP. Les études d'exécution ont été réalisées par le bureau d'études interne d'Eiffage Métal pour la partie charpente métallique et par Ingerop pour la partie génie civil. Le contrôle des études d'exécution a été réalisé par le Cerema Hauts-de-France.

Les études d'exécution et les travaux de l'ouvrage ont été réalisés entre 2017 et 2019.

Le coût de l'ouvrage seul est de 4,9 millions d'euros HT, soit 5,9 millions d'euros TTC. La surface du tablier étant d'environ 1 265 m², ceci correspond à un coût au mètre carré de tablier avoisinant les 3 900 €/m² HT, soit 4 700 €/m² TTC.

II. Conception générale de l'ouvrage

Les dimensions ainsi que la typologie de l'ouvrage découlent directement des contraintes principales du franchissement, à savoir la nécessité d'une mise en place très rapide de l'ouvrage sans perturber le trafic de l'autoroute A26, le respect du gabarit de l'A26 et l'adaptation au biais. Pour les deux premières contraintes, la solution de type bow-string

métallique est toute indiquée car elle permet de préfabriquer l'ossature métallique sur une aire de lancement derrière une culée, ici la culée C0 située coté Bruay dans le cas du viaduc, et de mettre en place le tablier de nuit à l'aide de chariots automoteurs, des engins souvent appelés kamags du nom de l'un de leur principal constructeur, franchissant l'autoroute rapidement. En outre, cette solution permet de respecter facilement la contrainte du gabarit, dans la mesure où les tabliers de type bow-string sont des structures extradossées nécessitant une hauteur de tablier sous chaussée très faible en comparaison de la portée. Enfin, cette solution permet de s'affranchir d'une pile intermédiaire qu'il aurait fallu implanter en terre-plein central de l'autoroute et dont la construction aurait provoqué une gêne importante à la circulation routière.

II.1 Tablier

Le tablier ainsi implanté est un ouvrage isostatique de type bow-string métallique de 81m de portée dont les poutres latérales, c'est-à-dire les ensembles arc-tirants, ont un entraxe de 16,75 m. Les arcs et les tirants présentent une section en caisson rectangulaire reconstitué soudé d'épaisseur constante, exception faite des « nœuds » d'encastrement arc-tirants (voir figure 5).

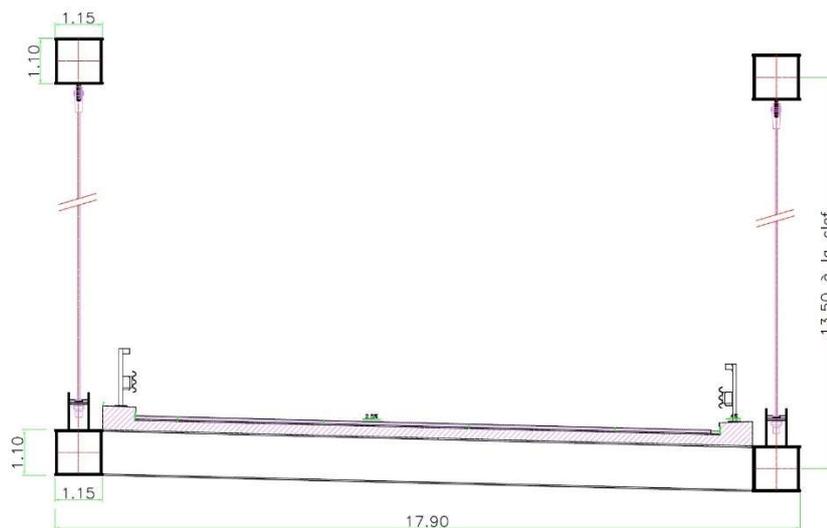


Figure 5 : Coupe transversale du tablier de l'ouvrage

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé connectée à des pièces de ponts reliant les tirants. Ces dernières sont des poutres métalliques de type PRS espacées de 3,375 m. Pour des raisons d'assemblage, ces PRS ont la même hauteur que les tirants.

Il est à noter que les deux pièces de pont d'about ont une section plus importante que les pièces de pont courantes pour pouvoir résister aux efforts importants exercés en phase de vérinage du tablier. En effet, les emplacements de vérinage ne sont pas situés sous les tirants mais sous les extrémités des pièces de pont (voir figures 6 et 7).

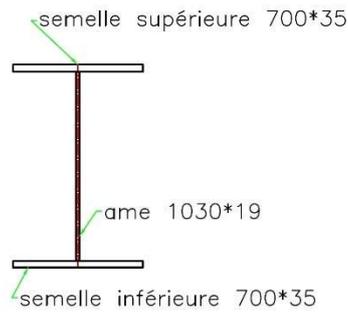


Figure 6 : Section des pièces de pont courantes

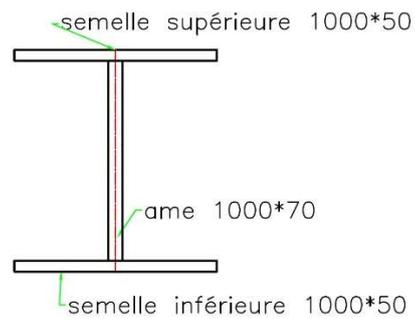


Figure 7 : Section des pièces de pont d'about

II.2 Appuis et fondations

Les appuis d'extrémité sont des culées perchées en tête de talus et sont fondés sur trois barrettes, une sous chaque appareil d'appui et une au centre du sommier d'appui. Cette dernière permet à la fois de reprendre la poussée des terres derrière la culée, d'éviter la flexion du chevrete, donc du mur garde-grève, et d'éviter une flèche importante de la culée au niveau du joint de chaussée. Il est à noter qu'en raison de la grande largeur de l'ouvrage et du biais très marqué, le niveau des terres derrière le mur garde-grève est très variable (voir figures 8 et 9).

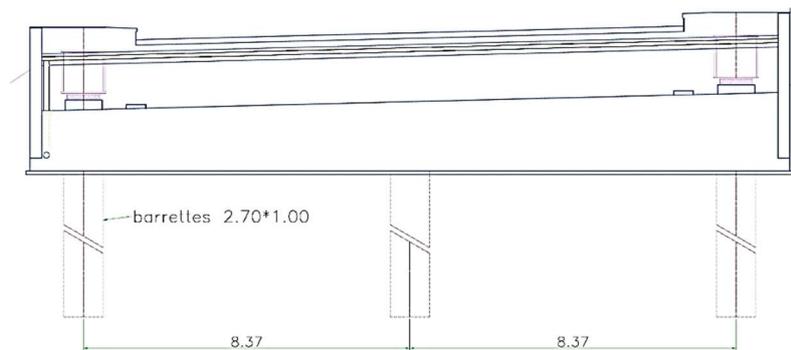


Figure 8 : Vue de face d'une culée

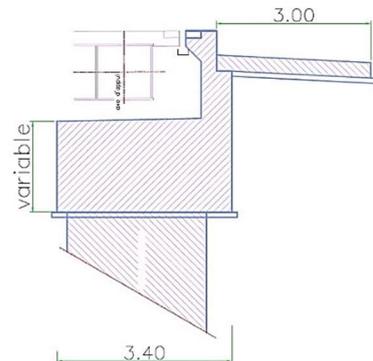


Figure 9 : Coupe d'une culée dans l'axe de l'ouvrage

II.3 Conception parasismique

Le site dans lequel l'ouvrage s'inscrit est de zone de sismicité faible (2) selon le zonage sismique du décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique, avec une catégorie d'importance III selon ce même décret, l'ouvrage franchissant une autoroute. La justification du tablier et des fondations ne posant pas de difficulté avec cette faible intensité sismique, la conception parasismique de l'ouvrage est fondée sur une stratégie parasismique dite élastique ($q = 1$). Le tablier repose en outre sur des appareils d'appui en élastomère fretté de type C munis de dispositifs anti-cheminement et des butées de sécurité sont installées sur chaque culée afin de prévenir tout échappement d'appui.

II.4 Nœuds d'about

Comme classiquement dans les ouvrages de type bow-string, les nœuds d'about sont soumis à des états de contraintes intenses, en phase de service comme en phase de transitoire de vérinage (le tablier étant vériné sous la pièce de pont d'about), ce qui nécessite de les renforcer à l'aide de tôles plus épaisses et/ou présentant une nuance d'acier plus résistante. En outre, dans le cas du viaduc de la RD301, la plastification de ces zones d'about n'était pas tolérée, même à l'ELU, de manière à conserver le contrôle des déformations des zones d'about des arcs et maîtriser les déplacements hors plan de ces derniers.

III. Phasage de construction de l'ouvrage

III.1 Assemblage de la charpente

La charpente a été assemblée sur l'aire de fabrication située derrière la culée C0, donc coté Bruay (voir figure 10).



Figure 10 : Assemblage de la charpente sur l'aire de lancement

III.2 Mise en place du tablier

La mise en place du tablier a été réalisée de façon classique pour ce type d'ouvrage, c'est-à-dire à l'aide de deux groupes de chariots automoteurs supportant la charpente métallique, un placé sous la charpente en travée laissant un porte-à-faux sur la face avant du tablier et l'autre sous le nœud d'encastrement arc-tirant arrière (voir figures 11 et 12).



Figure 11 : Chariot automoteur

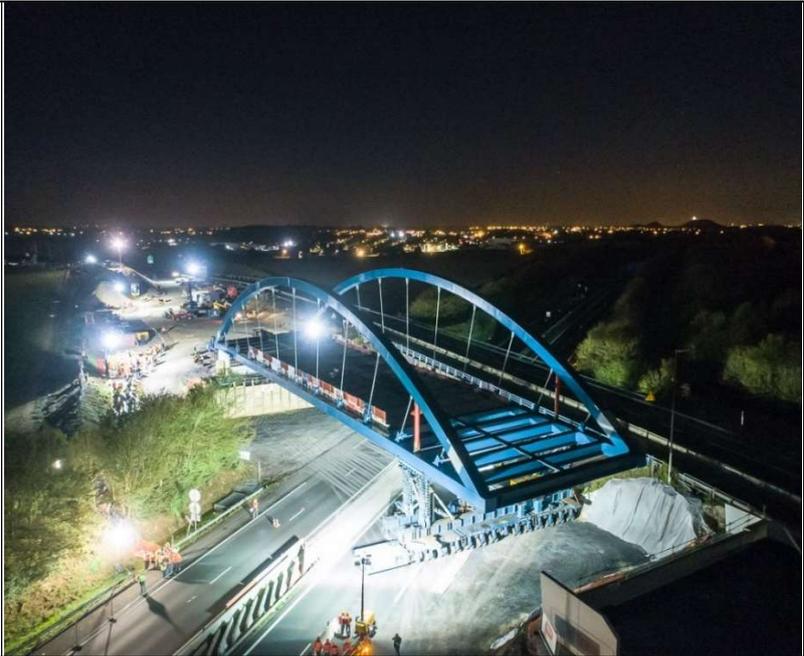


Figure 12 : Vue du tablier en cours de déplacement

Dans le cas de l'ouvrage de doublement de la RD301, le biais relativement important existant entre l'A26 et la RD301 occasionne, comme évoqué auparavant, une hauteur de perré variable sur la largeur de l'ouvrage ainsi qu'une portée importante en raison du débiaisement de l'ouvrage. En fin de mise en place, avant accostage de l'avant du tablier sur la culée, les points d'appui du tablier sur les chariots automoteurs doivent être suffisamment éloignés de l'about de l'ouvrage pour éviter d'empiéter sur le talus du perré. Or, les structures de type bow-string, même raidies provisoirement, se comportent très mal lorsqu'elles présentent des porte-à-faux trop importants (voir figure 13).

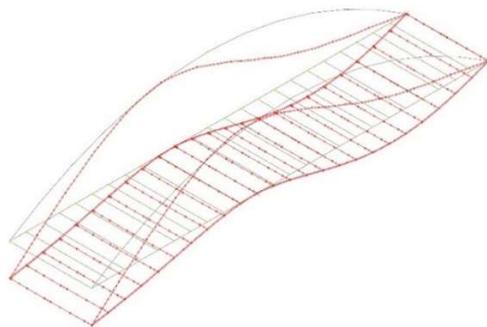


Figure 13 : Allure de la déformée d'un tablier bow-string en phase de lancement (suspentes non représentées pour plus de lisibilité)



Figure 14 : Soutènements provisoires

Dans le cas du viaduc de la RD301, le projet prévoyait des soutènements provisoires de type parois berlinoises sur les talus des perrés afin de pouvoir rapprocher les chariots automoteurs des culées (voir figure 14). Outre ces dispositions, des butons provisoires rigidifiant localement la liaison arc-tirant ont également été utilisés.

En outre, on ajoutera qu'afin de permettre aux chariots automoteurs de traverser l'A26, son terre-plein central a été renforcé par minéralisation.

Les spécificités de la phase de mise en place de la charpente avaient été anticipées dès la phase de projet, ce qui a permis au maître d'œuvre de prévoir dans les pièces techniques du marché l'ensemble des dispositions nécessaires à la mise en place du tablier, notamment les soutènements provisoires et leur interaction avec les remblais de l'ouvrage adossé, la minéralisation du terre-plein central et la plate-forme de lancement. La mise en place de la charpente relevant de méthodes d'entreprises, le titulaire conservait toutefois la possibilité d'adapter ces dispositions dans la mesure où ces adaptations respectaient les contraintes décrites dans le marché comme la limitation des restrictions de circulation ou les impacts sur les remblais de l'ouvrage adossé.

III.3 Coffrage et bétonnage de la dalle

Généralités

Le coffrage et le bétonnage de la dalle ont été mis au point en tenant compte des principales contraintes de conception et de construction de l'ouvrage à savoir :

- charpente métallique avec pièces de pont et de longueur modérée, peu propice aux outils coffrants,
- nécessité de maîtriser le poids de la dalle,
- nécessité de limiter au strict nécessaire les restrictions de circulation sur l'A26.

Compte tenu de ces contraintes, il a été décidé de coffrer la dalle en béton armé à l'aide de prédalles participantes, posées à la grue entre les pièces de pont avant mise en place de la charpente.

Cette option a permis de restreindre les coupures de circulation au seul bétonnage de seconde phase.

Il faut noter que la mise en place du tablier à l'aide des chariots automoteurs a été réalisée avec les prédalles situées au droit des zones circulées de l'A26 déjà posées sur la charpente, les prédalles situées entre les culées de l'ouvrage et les accotements de l'autoroute étant posées à la grue après mise en place de la charpente.

Détails des prédalles et incidence sur la charpente

Au vu de la largeur importante du tablier, les prédalles ont été conçues par demi-largeur de tablier et présentent des dimensions en plan de 7,60m par 2,77m, de manière à éviter la manipulation à la grue d'éléments en béton de 100mm d'épaisseur donc assez fin et très larges. De ce fait, un longeron constitué d'un simple plat, non connecté au hourdis, soudé sur les semelles supérieures des pièces de pont, a été disposé pour permettre l'appui des prédalles du côté central du tablier et le coffrage de la zone de recouvrement des aciers transversaux. Ce longeron n'a pas de fonction mécanique en service et subit donc très peu d'efforts. En revanche, sa soudure aux pièces de pont constitue un assemblage qui a été justifié à la fatigue (voir figures 15 à 18).

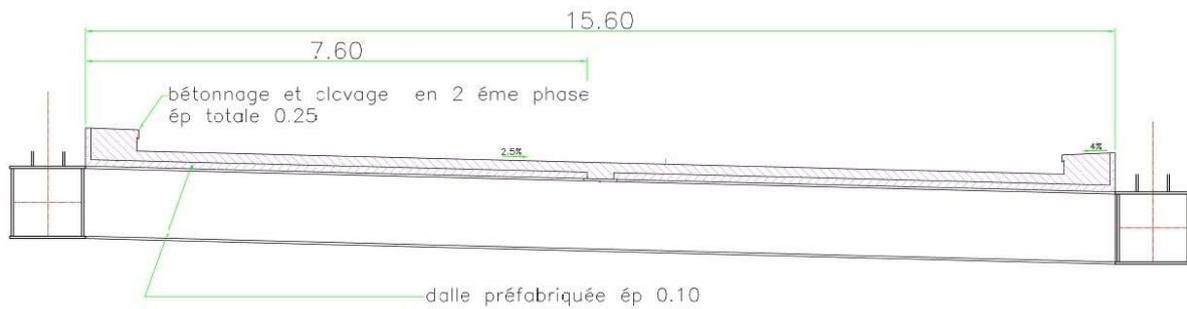


Figure 15 : Calepinage transversal des prédalles

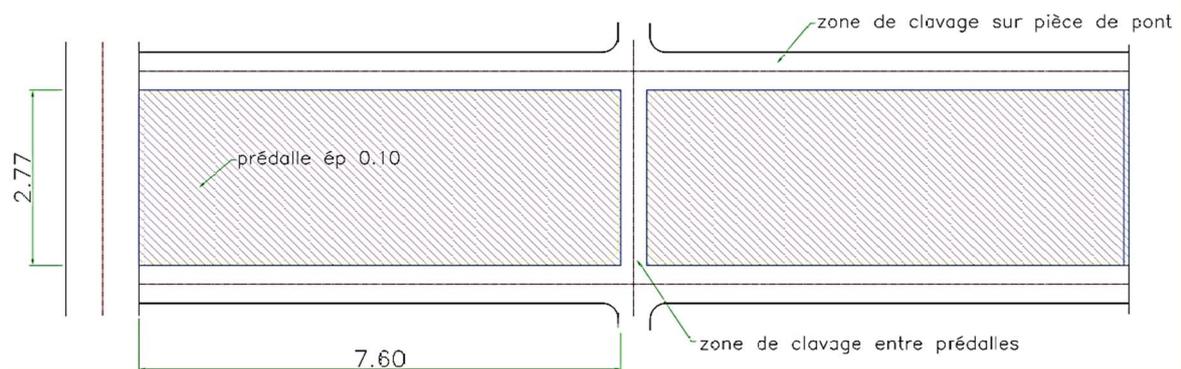


Figure 16 : Vue en plan des prédalles



Figure 17 : Condition d'appuis des prédalles



Figure 18: Clivages longitudinal et transversal des prédalles

IV. Points de conception particuliers

Cette partie aborde plus spécifiquement les points de justification des ouvrages de type bow-string selon les recommandations des Eurocodes et plus particulièrement de l'Eurocode 3.

IV.1 Principes de dimensionnement des tabliers bow-string

Les tabliers de type bow-string métalliques sont généralement des ouvrages d'une grande souplesse pour lesquels la notion de limitation de contraintes (au sens ELS) n'a que peu

d'intérêt pour dimensionner la structure, les contraintes dans la charpente étant généralement faibles, sauf pour les nœuds d'about (voir plus haut). Les critères de dimensionnement sont principalement la stabilité générale de l'ouvrage (flambement global des arcs), la justification à la fatigue et la limitation des déformations sous charges de trafic. Bien qu'il n'existe pas de critère réglementaire sur ce point pour les ponts routiers, un contrôle de la souplesse permet d'éviter des déplacements trop importants pouvant créer de l'inconfort, notamment sur les éléments transversaux.

IV.2 Utilisation de contreventements

De nombreux articles traitent de la justification, du dimensionnement et même du pré-dimensionnement des arcs de bow-string. L'article paru en 1990 dans « Construction Métallique » écrit par MM. Ney, de Ville de Goyet et Maquoi du bureau d'étude Greisch [1], est à ce titre particulièrement intéressant et propose notamment des positions optimales pour les éléments de contreventement des arcs (20% et 40% de la longueur de l'arc). Dans le cas de l'ouvrage de doublement de la RD301, l'opportunité de placer des contreventements sur les arcs s'est également posée. La présence de contreventements rigidifie la structure et retarde le flambement des arcs en augmentant la charge limite. En revanche, l'ajout de ces poutres de contreventements constitue un coût supplémentaire, notamment lorsque l'entraxe des tirants est important, et n'est pas forcément esthétique. Dans le cas du bow-string de la RD301 (entraxe des arcs de 16,75m, portée de 81m), la conception s'est affranchie de la présence de contreventements, l'augmentation de la charge limite due à ces poutres étant jugée trop faible par rapport aux inconvénients cités plus haut. Une étude comparative réalisée en ajoutant un, deux ou trois contreventements à la structure démontre bien l'augmentation du coefficient critique de flambement avec le nombre de contreventements, mais pour autant le gain total de résistance au flambement reste mesuré (voir figures 19 et 20). En effet, sur l'ouvrage de la RD301, le premier mode de flambement des arcs génère une déformée hors plan des deux arcs dans la même direction horizontale, ce qui limite l'efficacité des contreventements.

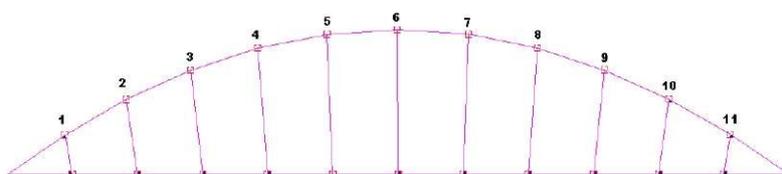


Figure 19 : Numérotation des suspentes

Nombre de contreventements	Méthode Eulérienne		Méthode second ordre	
	α_{cr}	Taux de flambement	Contrainte de Von Mises (MPa)	σ/f_y
Sans contreventements	4,3	51%	108	31%
1 contreventement central	5,5	45%	101	29%
2 contreventements aux suspentes 5 et 7	6,6	41%	93	27%
2 contreventements aux suspentes 4 et 8	7,0	40%	93	27%
3 contreventements aux suspentes 4, 6 et 8	8,4	37%	94	27%

Figure 20: Etude de la contribution de 1, 2 ou 3 contreventements à la stabilité au flambement des arcs

Plus généralement, les méthodes de calcul et de justification au flambement des arcs sont définies dans les normes NF EN 1993-1-1 et NF EN 1993-2. Ces méthodes consistent à calculer le coefficient critique de flambement des arcs à l'ELU et, en fonction de la valeur de ce coefficient critique, à mener soit une analyse critique, au sens eulérien du terme, soit une analyse au second ordre si ces effets sont jugés non négligeables (i.e. si $\alpha_{cr,op} < 10$ dans le cas d'une analyse élastique selon le 5.2.1 (3) de la norme NF EN 1993-1-1 [2]). Dans le cas de bow-string de portée importante, les effets du second ordre sont très souvent à considérer car les coefficients critiques de flambement sont faibles, de l'ordre de 3 pour le premier mode dans le cas du bow-string de la RD301, ce qui nécessite l'utilisation de logiciels intégrant des schémas numériques ad hoc, comme par exemple la méthode de Newton-Raphson.

La norme NF EN 1993-1-1 décrit une méthode de justification du flambement fondée sur une approche eulérienne de charge critique. Cette méthode, communément appelée λ - χ , ne permet naturellement pas le calcul des effets du second ordre et ne suffit donc pas pour justifier rigoureusement la stabilité de l'arc. En revanche elle permet d'obtenir dans de nombreux cas courants un dimensionnement sécuritaire par rapport aux méthodes dites de second ordre et repose sur un simple calcul de charge critique, pris en charge par de très nombreux logiciels. Ceci en fait une méthode adaptée aux pré-dimensionnements dans les cas courants d'ouvrages bow-string lorsque, par définition, les effets du second ordre ne sont pas dimensionnants, ce qui est généralement le cas pour les portées inférieures à 90m sans effet de vent intense.

Dans le cas du bow-string de la RD301, l'analyse de la stabilité de l'arc a été réalisée à la fois avec les deux méthodes citées plus haut (analyse avec second ordre et méthode λ - χ) et avec trois logiciels différents : ST1 et PCP du Cerema et SCIA Engineer de Nemetschek. Ces trois logiciels sont capables de réaliser une analyse critique de flambement mais seuls PCP et SCIA intègrent une analyse de type second ordre permettant le calcul des effets non linéaires. Les tests comparatifs effectués montrent que le même modèle à barres utilisé sur les trois logiciels, avec les mêmes conditions d'appui, donne des résultats relativement dispersés, y compris avec la méthode eulérienne. Ainsi les coefficients critiques associés au premier mode de flambement, sur le même modèle, varient de 4,3 à 3,1 selon le logiciel utilisé. Cette dispersion des résultats pour un même modèle est encore bien plus marquée sur les analyses de second ordre mobilisant des procédures itératives et différents schémas numériques. Ainsi, au stade de la conception, l'utilisation de méthode sécuritaire de type analyse critique d'Euler est recommandée, quitte à vérifier par la suite que les effets du second ordre n'entraînent pas de dépassements de contraintes.

IV.3 Optimisation de la hauteur maximale de l'arc

A. Généralités

Le choix de la hauteur de l'arc dépend à la fois d'un critère mécanique (stabilité de l'arc principalement) et à la fois d'un critère architectural (aspect de l'ouvrage). Une pratique répandue consiste à retenir une hauteur de l'arc à la clé égale au sixième de la portée de l'ouvrage, au stade du pré-dimensionnement. C'est cette approche qui a été appliquée au bow-string de la RD301. Dans le cadre des études de conception de l'ouvrage, une étude paramétrique a été réalisée dans le but de connaître l'influence du critère mécanique sur la

hauteur de l'arc, c'est-à-dire de déterminer la hauteur optimale des arcs vis-à-vis des critères de stabilité générale des arcs définis par les Eurocodes (en l'occurrence l'EN 1993-2).

L'étude paramétrique est fondée sur les critères Eurocodes de l'analyse critique de type λ - χ évoqués auparavant, c'est-à-dire sans considérer les effets du second ordre, ce qui limite bien évidemment le domaine d'application de l'étude aux ouvrages peu sensibles aux effets du second ordre. Ceci a été traduit dans l'étude par le choix de ne retenir que des ouvrages dont la portée reste inférieure à 100m, sachant bien sûr ce critère non suffisant pour juger de la sensibilité d'une structure aux effets du second ordre (qui dépend de sa souplesse et donc de son dimensionnement). La courte étude paramétrique n'a donc pas vocation à décrire analytiquement le flambement mais plus simplement à retranscrire une tendance et la sensibilité d'un phénomène à un paramètre.

B. Hypothèses de l'étude paramétrique

L'étude paramétrique a été menée sur un modèle numérique utilisant exclusivement des éléments de type barre. Le modèle ne prend pas en considération la participation de la dalle à la reprise des efforts et seule la charpente métallique est modélisée. Le modèle a été réalisé sur le logiciel ST1 du Cerema.

Le tablier modélisé est similaire à l'ouvrage du doublement de la RD301 dans ses principes de conception : sections caissons des arcs et tirants, largeur de 16,75m, suspentes rayonnantes, arcs non inclinés non contreventés. Le nombre de pièces de pont est programmé pour obtenir un entraxe de l'ordre de 3,4m et le nombre total de suspentes est égal au nombre de pièces de pont.

Les calculs de charge critique de flambement ont été réalisés en considérant le passage de charges routières de type LM1 avec trafic de seconde classe. Les voies principales sont systématiquement placées en rive, au plus près de l'arc afin de maximiser les sollicitations des poutres principales (arc et tirant) en flexion longitudinale.

Pour chaque portée étudiée (un pas de 5 m a été retenu pour l'étude), une analyse critique est réalisée pour différentes valeurs de la hauteur de l'arc. Pour une même portée, chaque calcul est mené avec les mêmes géométries de section. Afin d'éviter d'obtenir des coefficients critiques trop faibles pour les portées importantes, les caractéristiques géométriques (section et inertie) des sections des barres sont augmentées avec la portée afin de correspondre à un dimensionnement cohérent, sans pour autant justifier rigoureusement chaque section utilisée pour chaque pas de calcul, l'étude étant purement indicative.

L'étude repose sur la justification au flambement selon la méthode λ - χ évoquée plus haut et décrite dans la norme NF EN 1993-1-1. Le critère de justification de son 6.3.4 est repris ci-dessous :

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0$$

Les notations utilisées étant celles de la norme NF EN 1993-1-1, on a :

- X_{op} : coefficient de réduction calculé pour l'élanement réduit λ_{op} (ce dernier dépendant de la contrainte normale moyenne σ et du coefficient critique de flambement $\alpha_{cr,op}$) défini au 6.3.4(3) de l'EN 1993-1-1,

- $\alpha_{ult,k}$: rapport entre la contrainte moyenne σ et la limite élastique de l'élément considéré f_y ,
- γ_{M1} : coefficient de sécurité sur les instabilités (pour l'annexe nationale française $\gamma_{M1} = 1,10$)

Pour une valeur de portée fixée, une analyse critique est effectuée pour chaque hauteur d'arc étudiée, de 6m à 40m avec un pas de 2m. A chaque analyse, les valeurs de $\alpha_{cr,op}$ et σ (contrainte normale moyenne maximale relevée sur l'arc, ce qui revient à déterminer l'effort normal maximal sur l'arc) sont extraites et le produit $\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}$ est calculé. Pour chacune de ces séries, la hauteur définie comme optimale vis-à-vis du critère de l'eurocode est la hauteur pour laquelle le produit $\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}$ est maximal. A partir de la valeur de $\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}$ maximale, on définit ainsi pour une valeur de hauteur d'arc la différence relative :

$$\frac{(\chi_{op} \alpha_{ult,k})_{max} - (\chi_{op} \alpha_{ult,k})_h}{(\chi_{op} \alpha_{ult,k})_{max}}$$

C'est cette différence relative qui est exploitée dans le graphique ci-après.

L'étude paramétrique considère une hauteur d'arc comme optimale uniquement du point de vue de la justification du flambement selon la méthode eulérienne, et non selon un critère économique, par exemple la longueur développée de l'arc, qui pourrait être jugé tout aussi pertinent, mais qui n'est pas l'objet de l'étude.

En outre, l'étude ne prend pas en compte les divers phénomènes et modélisations qui peuvent influencer sur le dimensionnement des arcs, comme la fatigue, les effets du second ordre (qui deviennent de plus en plus important à mesure que la portée augmente), l'influence du vent et plus généralement l'ensemble des paramètres considérés comme fixés par les hypothèses de l'étude.

C. Résultats de l'étude

Les résultats présentés ci-dessous montrent par zones les domaines de hauteur optimales par rapport à une portée donnée et la variation du critère décrit dans les hypothèses ci-dessus lorsque l'on passe d'un domaine à l'autre.

Sensibilité de la hauteur de l'arc sur le flambement

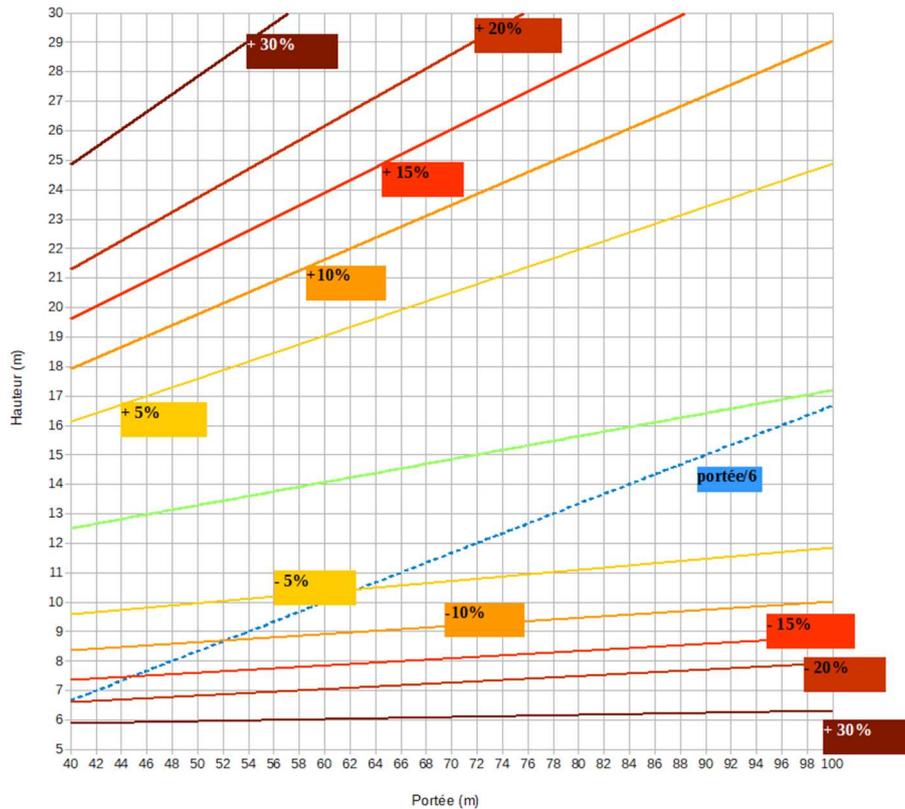


Figure 21 : Etude paramétrique des domaines de hauteur optimales en fonction de la portée selon la méthode de la norme NF EN 1993-1-1

Ce graphique montre que le critère de flambement de l'arc est relativement peu sensible à des variations de hauteur de l'arc à la clé, c'est-à-dire que pour garantir une charge limite donnée, il est possible de faire varier la hauteur de l'arc sans pour autant remettre en cause de façon importante la stabilité générale de l'ouvrage.

En outre, en se fondant sur le critère de résistance au flambement par la méthode Eurocode, on remarque que les hauteurs dites optimales mécaniquement ont tendance à être plus importantes que le sixième de la portée, pratique courante, pour des portées inférieures à 50m. Ce résultat est cependant à relativiser : l'étude paramétrique n'a été réalisée que pour une géométrie donnée (en l'occurrence les tabliers relativement larges) et le dimensionnement d'un ouvrage dépend, dans les faits, du contexte dans lequel l'ouvrage s'inscrit.

En conclusion, cette courte étude tend à montrer que pour les bow-strings de portée limitée à environ 90m, la hauteur de l'arc est davantage un critère esthétique qui conditionne l'aspect de l'ouvrage et que l'on peut choisir dans un intervalle relativement large qu'un paramètre mécanique dont on rechercherait précisément la valeur optimale sur la base de calculs structurels. Ce résultat n'est toutefois valable que dans les cas où les effets du second ordre sont faibles ; dans le cas contraire, la stabilité peut être plus fortement impactée par la hauteur de l'arc, qui devient alors plus souple et plus sensible à l'effet du vent.

IV.4 Prise en compte de l'action du vent

La souplesse importante des ouvrages de type bow-string les rend potentiellement sensibles à des phénomènes vibratoires. Nous avons indiqué dans ce qui précède que la problématique sismique avait un impact limité sur l'ouvrage de la RD301, notamment en raison de la faible intensité des accélérations sismiques de dimensionnement (l'ouvrage est en zone de sismicité faible). La turbulence du vent est également un phénomène susceptible d'induire une résonance dans la structure. Les Eurocodes et plus particulièrement la norme NF EN 1991-1-4 proposent des méthodes de calcul de l'effet du vent sur les tabliers de pont de portée inférieure à 200 m, visant à modéliser cette action par une force statique équivalente pondérée par un coefficient de majoration dynamique (NF EN 1991-1-4 5.3 et 6.2). Cette approche est très souvent retenue par les concepteurs étant donné que la grande majorité des ouvrages sont peu sensibles aux effets dynamiques du vent et que la méthode proposée par l'Eurocode couvre la grande majorité des cas courants.

Il existe également une version simplifiée de cette méthode qui vise les tabliers particulièrement rigides et qui est présentée dans la norme NF EN 1991-1-4 8.1(1). Les ouvrages de type bow-string, et les ponts en arc de manière générale, en sont exclus et ne sont pas considérés comme des ponts « normaux » au sens du paragraphe 8.2(1) [3]. En toute rigueur, une analyse dynamique conforme à la norme NF EN 1991-1-4 6.2 est donc requise pour de tels ouvrages.

L'objectif de l'étude présentée dans cette partie est de valider l'utilisation de la méthode générale proposée par les Eurocodes pour déterminer les efforts statiques exercés par le vent sur le bow-string de la RD301. L'influence non négligeable de la dynamique de la réponse est introduite par un coefficient de majoration non unitaire, comme prévu dans la norme NF EN 1991-1-4 6.2. La valeur de ce coefficient est discutée par rapport aux approximations de la méthode simplifiée proposée dans la norme NF EN 1991-1-4 8.1(1). Par ailleurs, la réponse dynamique du pont est étudiée à l'aide d'une approche quasi-statique courante et adaptée aux structures souples. Enfin, une synthèse de ces résultats en regard de la sécurité vis-à-vis du flambement de l'arc est proposée.

Stabilité au flambement des tabliers de ponts bow-strings sujets aux effets transversaux du vent

Pour la majorité des tabliers de ponts, les sollicitations dues au vent n'influent que peu sur la flexion longitudinale ou la stabilité des structures, d'une part en raison de la faiblesse des sollicitations induites par l'écoulement par rapport aux sollicitations issues des charges routières et d'autre part en raison de leur raideur. Dans ce cas, les sollicitations dues au vent peuvent influencer sur le dimensionnement des appareils d'appui ou des fondations mais généralement pas sur celui de la structure même du tablier.

Dans le cas des tabliers de type bow-string, la résistance au flambement des arcs conditionne la stabilité générale du tablier et constitue l'un des principaux critères de dimensionnement de la charpente. Le flambement est à justifier à l'ELU, sous la combinaison provoquant l'effort normal de compression le plus important dans les arcs. Cette combinaison implique généralement (en dehors des convois exceptionnels particulièrement agressifs) le gr1a défini par la norme NF EN 1991-2 [5] combiné avec le vent « d'accompagnement » (60% de la valeur caractéristique, coefficient 0,9 à l'ELU

Fondamental). Dans la perspective, relativement fréquente pour des tabliers bow-string de portée supérieure à 50m, où le coefficient critique de flambement serait inférieur à 10 (voir la partie précédente), une analyse permettant de calculer les effets du second ordre est requise et un modèle tenant compte des non-linéarités géométriques, et éventuellement des non-linéarités des lois de comportement des matériaux, est nécessaire. Ce modèle devra inclure les défauts géométriques initiaux des arcs qui peuvent être des excentrement dans le plan ou hors du plan des arcs, et dont des valeurs sont données par l'annexe D de la norme NF EN 1993-2.

Dans le cas où l'on envisage une instabilité hors plan de l'arc, la concomitance d'un chargement de vent transversal et des charges routières est particulièrement agressive (voir figure 22). Cette configuration illustre la nécessité d'estimer l'effet du vent avec suffisamment de sécurité pour assurer la justification de la stabilité générale du tablier.

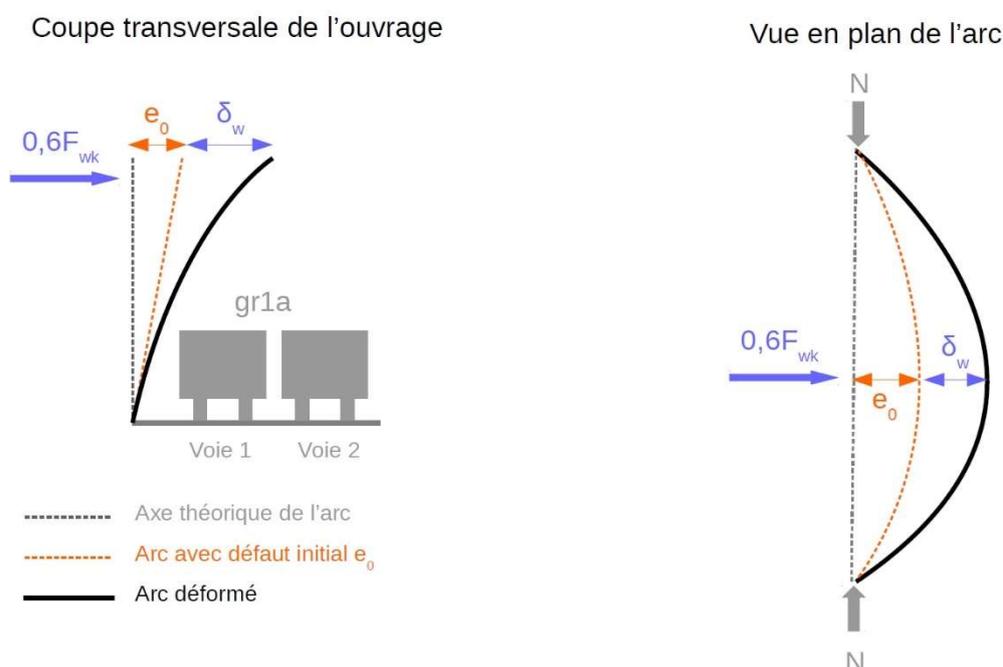


Figure 22 : Moment d'excentrement supplémentaire dû au vent dans la combinaison gr1a

Rappels sur la modélisation du vent turbulent dans l'Eurocode

Le texte qui suit rappelle le contexte réglementaire dans lequel s'inscrivent les études de la réponse au vent des ouvrages, afin d'explicitier les termes utilisés dans les études de l'ouvrage de la RD301 présentées ci-après.

Le vent peut être modélisé par l'écoulement d'un fluide visqueux dont le caractère laminaire ou turbulent dépend des effets de surface et notamment de l'altitude que l'on considère.

A haute altitude, soit communément à plus de 1000 m, la vitesse instantanée du vent peut être approchée par sa moyenne temporelle, mais plus près du sol, les forces de frottement tendent à perturber son écoulement. Ils réduisent la vitesse moyenne et génèrent de la turbulence, c'est-à-dire des fluctuations spatiales et temporelles du vecteur vitesse du vent.

On adopte le modèle de couche limite dans laquelle les frottements du vent sur la surface du terrain rugueux induisent un gradient de vitesse sur une hauteur pouvant aller jusqu'à

quelques centaines de mètres. Dans cette couche limite, l'intensité et la forme des turbulences sont donc aussi bien liées à la rugosité du sol sur le site qu'à l'altitude.

Au-delà, les effets de surface sont négligés et la vitesse du vent dépend uniquement du champ de pression atmosphérique et des forces de Coriolis (modèle de vent géostrophique).

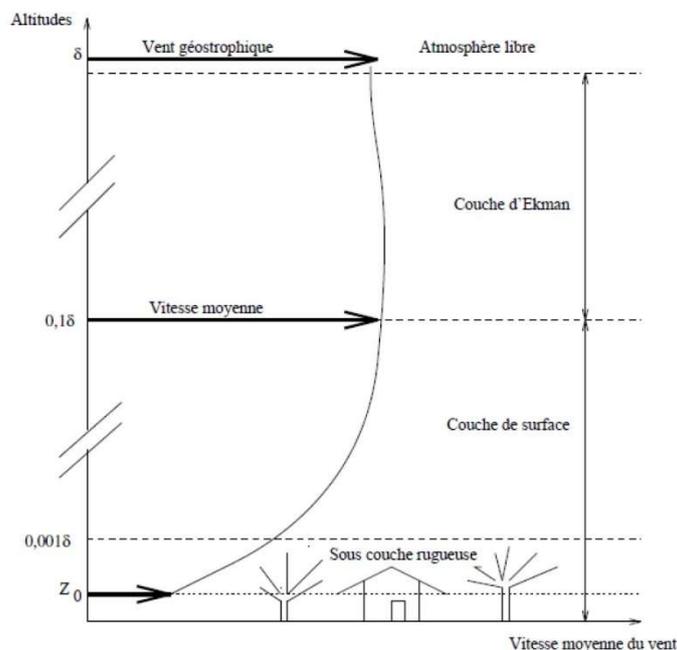


Figure 23 : Modèle de couche limite (tiré de Turbelin, 2000)

L'ensemble des ouvrages d'art se situant dans la couche limite, il est nécessaire de caractériser le vent en fonction de l'altitude du tablier et de la turbulence induite par la rugosité.

Afin de modéliser cette turbulence, la vitesse du vent est décomposée en la somme des vitesses d'un vent moyen et d'un vent fluctuant. Soit un vent caractérisé par son champ de vitesse $\{V(P,t)\}$ défini au point P de l'espace au temps t dans un repère tel que sa vitesse moyenne soit nulle dans les deux directions de l'espace. On décompose alors :

$$\{V(P, t)\} = \{V_m(P)\} + \{V_t(P, t)\} = \begin{Bmatrix} v_m(P) \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} v_t(P, t) \\ u(P, t) \\ w(P, t) \end{Bmatrix}$$

$\{V_m(P)\}$ est le vent moyen dont la composante principale $v_m(P)$ est la moyenne temporelle de la vitesse du vent sur une période de 10mn, période pertinente pour la définition d'une vitesse moyenne selon les travaux de Van der Hoven [4], la période correspondant à un minimum du spectre d'énergie. Par définition, on a :

$$\frac{1}{T} \int_0^T V(P, t) dt = v_m(P) \quad \text{et} \quad \frac{1}{T} \int_0^T v_t(P, t) dt = 0$$

Cette décomposition permet de séparer le terme de vent moyen V_m ne dépendant que de la position spatiale caractérisant la partie laminaire de l'écoulement et le terme V_t , de moyenne temporelle nulle caractérisant la partie turbulente de l'écoulement. En particulier, pour caractériser la turbulence sur une période T donnée, on utilise la notion d'écart-type σ :

$$\sigma_t(P) = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T v_t^2(P, t) dt}$$

Dans la pratique, on utilise la notion d'intensité de turbulence, notée I_v , rapport entre l'écart-type du vent turbulent et la vitesse moyenne du vent :

$$I_v(P) = \frac{\sigma_t(P)}{v_m(P)}$$

L'ensemble de ces paramètres est présent dans la procédure de calcul proposée par l'EN 1991-1-4 et se détermine aisément à partir des données de site : la vitesse moyenne $v_m(P)$ découle de la notion de *valeur de base de la vitesse de référence du vent* notée $v_{b,0}$ qui dépend uniquement de la situation géographique (un zonage du territoire étant décrit par l'annexe nationale) et permet d'en déduire la *valeur de référence de la vitesse du vent* v_b . La notion de valeur de base de la vitesse du vent est bien une valeur moyenne du vent calculée sur une période de 10mn mais l'Eurocode y introduit le concept de période de retour et cette valeur est donnée avec une probabilité de dépassement annuelle de 2%.

La notion de *vitesse moyenne* v_m telle que décrite dans la décomposition évoquée ci-avant est obtenue en appliquant à la valeur de vitesse de référence v_b le modèle de rugosité expliqué plus haut (loi logarithmique fonction de la hauteur de l'élément par rapport au terrain naturel : EN 1991-1-4 4.3.2). L'annexe nationale y définit cinq profils-type de terrain permettant de définir une rugosité.

La notion de vitesse turbulente v_t est introduite via le paramètre d'intensité de turbulence décrit plus haut dont la norme NF EN 1991-1-4 donne un modèle dépendant de z , la hauteur depuis le terrain naturel.

La somme de ces vitesses (moyenne et fluctuante) permet d'estimer une borne supérieure de la vitesse rencontrée sur une période donnée et de définir via la relation de Bernoulli *une pression dynamique de pointe* $q_p(z)$, pression exercée par le vent à une hauteur z sans prise en compte de l'interaction vent-structure. Cette pression définie au 4.4.5.1(1) intègre les fluctuations de vitesse du vent avec un facteur de pointe valant 3,5 fois l'écart-type [6].

Les rafales de vent ayant des dimensions spatiales et temporelles limitées, il est nécessaire d'introduire la notion de corrélation entre deux vitesses de vent en deux points P et P' à deux instants t et $t+\tau$. Ces *fonctions de corrélations* se définissent ainsi :

$$\rho_{i,j}(P, P', \tau) = \frac{1}{T} \int_0^T v_i(P, t) \cdot v_j(P', t + \tau) dt$$

Avec $i, j = x, y, z$

Dans le cas où $\tau = 0$, on parle de corrélation spatiale.

Le principe de l'analyse des effets du vent sur les structures consiste à l'instar des analyses sismiques en une analyse spectrale, c'est-à-dire en l'application d'un spectre fréquentiel d'énergie turbulente. On utilise la notion de *densité spectrale de puissance* $S_i(P, f)$ en un point P de l'espace pour la composante i et la fréquence f :

$$S_i(P, f) = 2 \int_{-\infty}^{+\infty} \rho_{i,i}(P, P, \tau) e^{-2i\pi f \tau} d\tau$$

La littérature scientifique propose plusieurs formulations de densités spectrales de puissance, notamment Von Karman et Kaimal (voir plus bas), pouvant être appliquées à une structure.

En considérant non plus une approche temporelle mais une approche fréquentielle, on définit, à l'instar des fonctions de corrélations ρ_i définies ci-avant, une *densité interspectrale de puissance* pour deux points P et P' distincts :

$$S_i(P, P', f) = 2 \int_{-\infty}^{+\infty} \rho_{i,i}(P, P', \tau) e^{-2i\pi f \tau} d\tau$$

Afin de caractériser les corrélations spatiale et fréquentielle entre deux points de l'espace pour une fréquence donnée, on définit une *fonction de cohérence* $\gamma_i(P, P', f)$ telle que :

$$\gamma_i^2(P, P', f) = \frac{S_i^2(P, P', f)}{S_i(P, f) \cdot S_i(P', f)}$$

L'ensemble de ces paramètres permet de caractériser une sollicitation de vent à l'échelle de la dimension d'un ouvrage s'inscrivant dans son environnement. Ces définitions sont rappelées ici et utilisées par la suite.

Modélisation du chargement aérodynamique dans l'Eurocode

L'Eurocode propose de modéliser les sollicitations dues au vent sur une structure par un torseur statique équivalent en pondérant les sollicitations par un coefficient dynamique. Pour les ouvrages d'art, la formulation des forces de vent transversales ($/Ox$) à un ouvrage s'écrit dans l'EN 1991-1-4 5.3.2 :

$$F_w = A_{ref,x} \cdot c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{fx}$$

avec :

- $A_{ref,x}$ l'aire de référence selon Ox (l'axe Ox étant par convention transversal au tablier), dépendant uniquement de la géométrie du tablier,
- c_{fx} le coefficient de force applicable à l'élément sollicité, dont la procédure de calculs spécifique aux tabliers de pont est décrite dans la partie « ponts » de l'EN 1991-1-4. Ce coefficient représente en partie le coefficient aérodynamique. Les procédures permettant sa détermination sont consignées dans la partie 7 de la norme NF EN 1991-1-4 pour les bâtiments et la partie 8 pour le cas spécifique des tabliers de pont,
- $q_p(z_e)$ la pression dynamique de pointe calculée sur la base de la vitesse de pointe à la hauteur z_e intéressant l'élément concerné. Cette pression dynamique de pointe prend en compte de manière statique la turbulence de l'écoulement ainsi que la rugosité du site,
- $c_s c_d$, le coefficient permettant de majorer l'effort statique de vent en fonction de la réponse de la structure.

Le coefficient $c_s c_d$, dit « coefficient structural », est le produit d'un coefficient de dimension c_s et d'un coefficient dynamique c_d que l'annexe nationale dispense de dissocier pour les cas

courants. Dans le modèle et la procédure de calculs proposée par les Eurocodes, le coefficient $c_s c_d$ permet donc de simplifier à la fois le calcul du chargement aérodynamique sur l'ouvrage (effets de résonance, modification de l'écoulement sous réponse dynamique) et de tenir compte de la *non-simultanéité des pointes de pression sur la surface de l'élément considéré* (EN 1991-1-4 6.1), c'est-à-dire de l'influence des corrélations spatiales. En effet, la turbulence du vent est un phénomène naturellement tridimensionnel et sa vitesse n'est donc pas uniforme à l'échelle du tablier. C'est donc un moyen de tenir compte dans l'approche en deux dimensions d'une perte de corrélation transversale du chargement en envergure et d'une perte de corrélation longitudinale du chargement dans l'axe du vent moyen.

On remarquera que, dans le cas d'un bow-string, la hauteur de l'arc à la clé par rapport au terrain naturel peut être sensiblement supérieure à la hauteur du platelage du tablier, ce qui conduit à définir et appliquer séparément deux forces transversales pour l'arc et le tablier.

Pour les ouvrages particulièrement peu sensibles aux effets dynamiques du vent, la norme NF EN 1991-1-4 permet de considérer de manière simplifiée $c_s c_d = 1,00$. Les ouvrages considérés comme couverts par cette simplification par la norme NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale sont les ouvrages dont le profil en travers correspond aux profils de la figure 8.1 reproduits ci-dessous et dont la portée reste inférieure à 100m.

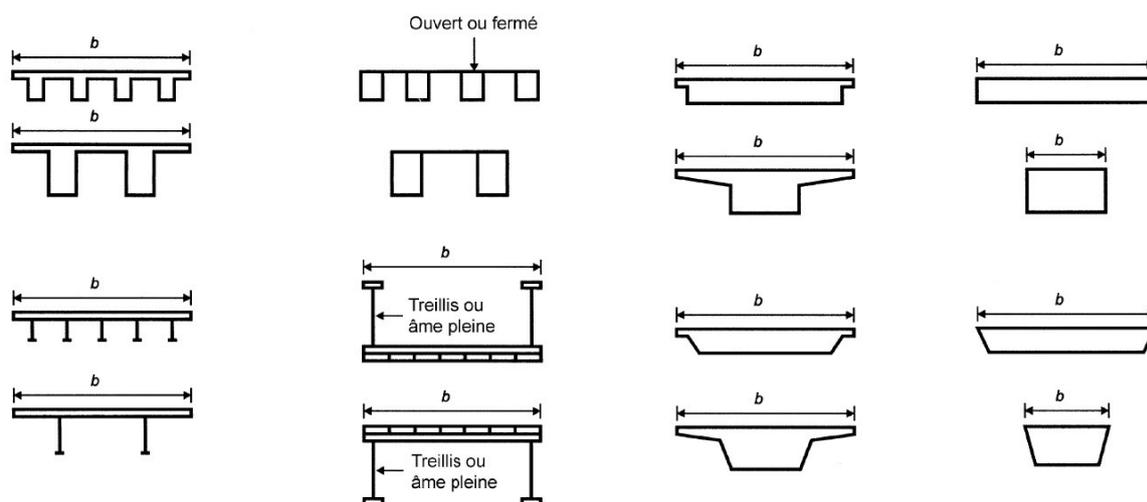


Figure 24 : Tabliers couverts par la méthode simplifiée (extrait de la norme NF EN 1991-1-4)

Cette simplification est très fréquente pour les tabliers de pont car la grande majorité des ouvrages sont concernés. Ce n'est toutefois pas le cas de l'ouvrage objet de cet article ni des ponts en arcs de manière générale.

Application de la méthode Eurocodes sur le bow-string de la RD301

Dans le cas du bow-string de la RD301, l'analyse statique équivalente a été réalisée sur la base de la procédure Eurocode présentée ci-avant. Le coefficient structural $c_s c_d$ a été estimé selon la méthode décrite par la norme NF EN 1991-1-4 6.3, à savoir :

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$$

Equation dans laquelle :

- $I_v(z)$ est l'intensité de turbulence, rapport entre l'écart-type du vent et la vitesse moyenne du vent à l'altitude z .
- B est le coefficient de réponse quasi-statique (traduisant l'influence du coefficient de dimension c_s) et dont une formulation est proposée en annexe B de l'EN 1991-1-4.
- R est le coefficient de résonance (traduisant l'influence du coefficient de dimension c_d) et dont une formulation est également proposée en annexe B et en annexe F de l'EN 1991-1-4 pour l'estimation du décrétement logarithmique. La détermination du coefficient R est fondée sur le calcul de la fréquence fondamentale et l'application de la densité spectrale de puissance donné par l'annexe B.

C'est cette analyse qui a été menée lors des études d'exécution réalisées par le bureau d'études interne d'EIFFAGE Métal et qui a conduit à la valeur de $c_s c_d = 1,30$. Le simple fait de trouver une valeur supérieure à 1,00 démontre que le caractère dynamique de la réponse de la structure n'est pas négligeable et confirme donc que le domaine d'application de la méthode simplifiée décrite ci-dessus ne peut être étendu aux ouvrages analogues au bow-string de la RD301.

Dans le cas du bow-string de la RD301, la valeur de la force linéique s'appliquant sur l'arc a été calculée en considérant la pression dynamique de pointe s'appliquant au sommet de l'arc et appliquée de manière défavorable sur l'ensemble de l'arc. Il est à noter que le platelage est également soumis à une force de vent appliquée sur le tirant. Pour $c_s c_d = 1,30$, la valeur de la force caractéristique de vent transversal à l'ouvrage « avec trafic » (concomitante au LM1) est de $F_{w,k} = 3,9$ kN/ml sur l'arc et $F_{w,k} = 7,6$ kN/ml sur le tirant.

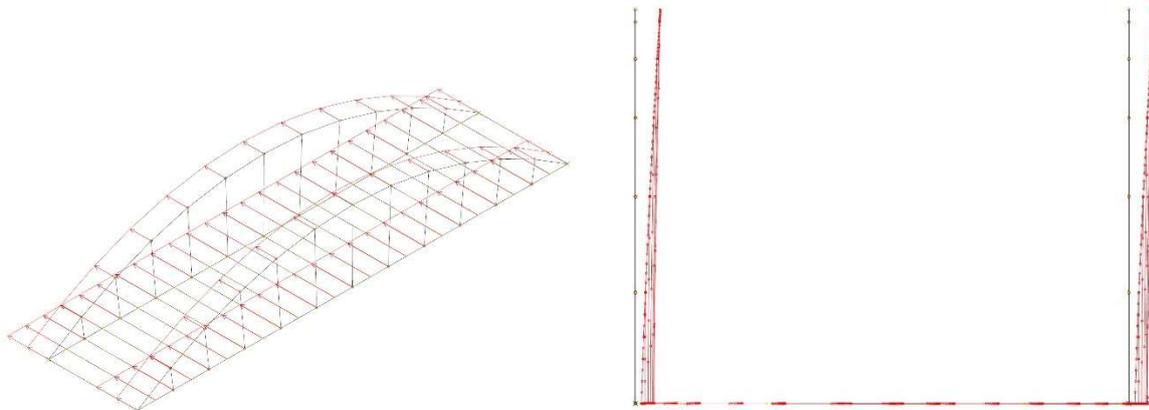


Figure 25: Application de la force statique équivalente de vent et déplacement relevé

Bien que la force appliquée sur l'arc soit plus faible que celle appliquée sur le tirant, celui-ci se déforme moins car il est plus rigide de par l'entretoisement du tablier. On observe au final un déplacement différentiel de l'arc par rapport au tablier $\delta_w = 80$ mm (valeur caractéristique, à pondérer par 0,9 à l'ELU Fondamental). A titre de comparaison, l'excentrement minimal hors plan de l'arc donné par l'EN 1993-2 est de $e_0 = 201$ mm (EN 1993-2 Tableau D9 pour un défaut de type c et une portée de 81m). L'excentrement supplémentaire dû au vent est donc loin d'être négligeable dans la justification au flambement de l'arc selon les méthodes non-linéaires.

Analyse dynamique

Bien que selon la clause EN 1991-1-4 1.1(11), l'Eurocode ne vise pas directement à déterminer la réponse vibratoire des tabliers à la turbulence du vent, l'introduction d'un coefficient dynamique pour le calcul du chargement est explicitement liée à la prise en compte des vibrations de la structure engendrée par cette turbulence (l'EN 1991-1-4 6.1(1)). Pour les ouvrages de longues portées qui sortent du périmètre de l'EN 1991-1-4, le dimensionnement du tablier se fait généralement par l'intermédiaire de modèles de chargement formulées en régime dynamique. L'annexe nationale de l'EN 1991-1-4 indique dans son commentaire de la clause 8.2(1) NOTE 1 que « *Lorsque la prise en compte de la réponse dynamique du tablier est nécessaire, la procédure ne peut se résumer au seul calcul d'un coefficient $c_s c_d$* ».

L'analyse de la réponse dynamique de la structure aux sollicitations du vent turbulent consiste à résoudre l'équation du mouvement sous chargement aérodynamique. Deux approches sont possibles : la résolution dans le domaine fréquentiel (utilisant les spectres issus de la littérature), ou dans le domaine temporel (qui nécessite la simulation d'un vent de phase aléatoire [7]). Dans un cas comme dans l'autre le chargement aérodynamique est représenté par un modèle quasi-statique de l'interaction fluide-structure [8].

Dans le cadre des études de conception de l'ouvrage de franchissement de l'A26 par la RD301, une analyse dynamique de ce type a été réalisée à l'aide du logiciel PCP du Cerema.

Dans la pratique, la mise en œuvre de ces analyses dynamiques nécessite de surmonter deux obstacles.

En premier lieu, la modélisation de l'effet du vent sur la structure nécessite de connaître avec précision les coefficients aérodynamiques à attribuer aux différentes barres du modèle numérique. Si la norme NF EN 1991-1-4 donne des valeurs de coefficient aérodynamique pour des sections transversales simples, il est en pratique assez difficile de définir précisément les valeurs à retenir pour des barres représentant le tablier (car de forme peu courante) en l'absence d'essais en soufflerie ou de modélisation numérique ad hoc.

En second lieu, si l'EN 1991-1-4 permet de définir un cadre permettant de déterminer les données de couche limite et de vitesse statistique de vent sans nécessiter d'investigations complexes, cela n'est pas le cas pour les données de corrélation spatiale et les fonctions de cohérence. La corrélation spatiale $\rho_{i,i}(P,P',0)$ peut être approchée par une formule empirique de la forme :

$$\rho_{i,i}(P,P',0) \approx \exp\left(-\sqrt{\left(\frac{\Delta_x}{L_i^x}\right)^2 + \left(\frac{\Delta_y}{L_i^y}\right)^2 + \left(\frac{\Delta_z}{L_i^z}\right)^2}\right)$$

$$\text{Avec } \Delta_x = x_P - x_{P'}; \Delta_y = y_P - y_{P'}; \Delta_z = z_P - z_{P'}$$

Les paramètres L_i^j sont les *échelles de turbulence* et représentent les dimensions statistiques des tourbillons constituant l'écoulement. Ces paramètres dépendent par définition du site dans lequel s'inscrit l'ouvrage, de la topographie et des éventuels obstacles environnants car ces éléments perturbent l'écoulement du vent et créent des tourbillons. Il existe dans la littérature plusieurs formulations de ces échelles de turbulence qui dépendent de la hauteur z

par rapport au terrain naturel (une formulation de cette forme est d'ailleurs proposée dans PCP). Ces formulations sont empiriques, tirées de mesures sur site en terrain non accidenté et ne dépendent que de la hauteur z . Cependant, dans le cas du bow-string de la RD301, la présence de l'ouvrage de type pont-dalle attenant au bow-string perturbe l'écoulement. Pour ces raisons, l'utilisation de formulations tirées de la littérature est peu représentative de la réalité du site et diminue la précision de l'analyse. En toute rigueur, les échelles de turbulence devraient être obtenues de mesures anémométriques sur site pour être réellement pertinentes.

L'ouvrage de la RD301 se situe à une altitude relativement faible, dans un site a priori peu propice aux vitesses de vent très importantes et, bien qu'ayant un tablier relativement souple au vu de la portée, n'est pas une structure exceptionnelle. Par conséquent, la mise en œuvre d'investigations spécifiques au vent, que ce soient des mesures anémométriques in situ ou des essais en soufflerie, n'était pas à l'échelle du projet et n'a donc pas été réalisée.

En l'absence de ces données, l'étude dynamique menée au stade projet a consisté à réaliser une analyse dynamique dans le domaine spectral, avec application successivement des spectres de Von Karman et de Kaimal et des données expérimentales issues de la littérature scientifique ; plus particulièrement les échelles de turbulence et les coefficients de cohérence (γ_i) sont issus de la littérature de l'ouvrage de MM. Cremona et Foucriat « Comportement au vent des ponts » [9], qui contient un certain nombre de données tabulées utilisées dans la modélisation d'ouvrages exceptionnels. Pour rappel, les ouvrages exceptionnels ne sont pas l'objet de cet article et nécessitent des procédures d'études particulières dont le principe est évoqué par exemple dans le guide Cerema « Conception des ponts à haubans » d'août 2015 [10] et dans l'ouvrage [9] présenté ci-avant.

L'analyse dynamique réalisée sur l'ouvrage de la RD301 a consisté dans un premier temps à évaluer la sensibilité de ces paramètres expérimentaux dans le modèle dynamique puis à en retenir des valeurs enveloppes. Ainsi l'étude dynamique n'a pas pour objet de représenter avec précision le comportement de l'ouvrage dans le site dans lequel il s'inscrit mais de vérifier son comportement au vent et l'influence de ce comportement sur la stabilité générale de la structure au flambement par une méthode dynamique alternative à la méthode Eurocode présentée au paragraphe précédent.

L'exploitation du modèle PCP a permis de montrer que les efforts développés dans la structure ainsi que les déplacements transversaux obtenus par l'analyse dynamique étaient inférieurs à ceux calculés par la méthode Eurocodes d'un facteur compris entre 2 et 3. Ces résultats permettent de confirmer que l'utilisation de la méthode Eurocodes présentée dans le paragraphe D est sécuritaire vis-à-vis des sollicitations dues au vent et donc de l'étude de la stabilité générale du tablier.

Synthèse des études aérodynamiques

Dans le but d'appréhender de manière sécuritaire l'influence du vent sur la stabilité générale du bow-string de la RD301, deux analyses des effets du vent sur la structure ont été menées. La première est basée sur une méthode statique proposée par l'EN 1991-1-4 et est présentée dans le paragraphe D, et la seconde sur une méthode dynamique réalisée à l'aide du logiciel PCP et reposant sur l'exploitation de données de site issues de la littérature scientifique dont des paramètres défavorables ont été retenus.

Il ressort de ces analyses que l'utilisation de la méthode « non simplifiée » proposée par la norme NF EN 1991-1-4 (calcul de $c_s c_d$ par analyse modale) est bien plus défavorable que l'analyse dynamique pratiquée dans cette étude. La comparaison des approches statique et dynamique met en lumière l'importante marge de sécurité portée par la méthode de l'Eurocode.

Cette approche sécuritaire, parfaitement satisfaisante pour le bow-string de moyenne portée de la RD301, pourrait s'avérer trop défavorable dans le cas d'un ouvrage de portée bien plus importante, pour lequel les efforts de vent auraient un impact jugé trop conséquent sur le dimensionnement du tablier. Dans ce cas, une étude dynamique (ainsi que les investigations in situ qu'elle suppose), plus coûteuse, pourrait être justifiée par un gain appréciable sur le dimensionnement de l'ouvrage.

D'autre part, le calcul du coefficient structural $c_s c_d$ a montré que la méthode simplifiée de la norme NF EN1991-1-4, qui suppose de négliger complètement les effets dynamiques ($c_s c_d = 1$), n'est pas adaptée pour les ouvrages bow-string non exceptionnels tels que celui de la RD301. Son utilisation conduirait en effet à sous-estimer les charges latérales du vent et à exposer l'arc à un risque d'instabilité en flambement.

V. Conclusion

Plus largement, les ouvrages de type bow-string métalliques sont des structures isostatiques pouvant être utilisées dans une très large gamme de portées (ce qui explique en partie l'absence de guide méthodologique simple sur ces ouvrages), depuis les franchissements modestes de 40m jusqu'aux nombreux ouvrages dépassant largement les 200m (le pont Bugrinsky en Sibérie atteint les 380m de portée). Si le principe constructif reste identique, les traitements des enjeux de stabilité ne peuvent pas être les mêmes pour un ouvrage de 40m et un ouvrage de 200m. Ainsi, les études méthodologiques effectuées ci-avant concernent les ouvrages bow-string pour lesquels les effets du second ordre et les effets non linéaires du vent sont a priori non dimensionnants, ce qui en première approximation semble être le cas des ouvrages de portée inférieure à 100m établis dans des sites non soumis à des effets de vents violents. Pour cette catégorie d'ouvrage, a priori la plus courante, la méthode « λ - χ » peut constituer une méthode de pré-dimensionnement valable et sécuritaire. Les études paramétriques ont également montré que l'influence de la hauteur des arcs sur la stabilité était à relativiser et que la méthode Eurocodes de calcul du vent sur la structure (calcul de $c_s c_d$ selon l'EN 1991-1-4) permet de déterminer les efforts de vent de manière sécuritaire et de se passer d'une analyse dynamique dont la mise en œuvre nécessite des investigations in situ relativement complexes. En revanche, la méthode simplifiée de la norme NF EN 1991-1-4 consistant à considérer le coefficient $c_s c_d$ égal à 1 ne peut être appliquée de manière systématique, comme cela est l'usage pour la majorité des ouvrages de portée inférieure à 100m.

L'ouvrage de franchissement de l'A26 sur la RD301 a été mis en service le 20 septembre 2019 et constitue le chaînon manquant pour assurer la continuité à 2 x 2 voies depuis la rocade minière jusqu'à Houdain. La conception et la réalisation de cet ouvrage permettent d'illustrer les différentes possibilités et spécificités des tabliers métalliques de type bow-string et les conditions de mise en place qu'ils nécessitent.

Outre la description de l'ouvrage et des étapes de sa construction, les études méthodologiques présentées dans cet article permettent d'illustrer les problématiques rencontrées dans le cas du dimensionnement des tabliers bow-string selon les Eurocodes. Les résultats présentés dans cet article n'ont pas vocation à servir de guide méthodologique couvrant l'ensemble des configurations possibles mais détaillent les réflexions menées face aux problématiques rencontrées dans le cas de l'ouvrage de la RD301. Ils illustrent également les sensibilités de différents paramètres de conception lors du dimensionnement effectué aux Eurocodes.

Cet article s'est efforcé de présenter un retour d'expérience liant à la fois les aspects opérationnels et calculatoires rencontrés lors des études de conception et d'exécution de l'ouvrage de la RD301. Les problématiques évoquées sont susceptibles d'être rencontrées par les concepteurs envisageant des solutions de franchissement analogues de type bow-string métallique. Ils pourront trouver dans ce texte des exemples de réponses dans le cas d'un ouvrage conçu et dimensionné intégralement selon les recommandations des Eurocodes.

VI. Références bibliographiques

- [1] Maquoi R., Ney L., de Ville de Goyet V. « Etude du contreventement optimal des ponts bow-string », *Construction Métallique*, 1990, n°3.
- [2] Norme NF EN 1993-1-1 Calcul des structures en Acier, Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [3] Norme NF EN 1991-1-4 Actions sur les structures, Partie 1-4, Actions générales – Action du vent
- [4] Van Der Hoven I. « Power spectrum of horizontal wind speed in the frequency range from 0,0007 to 900 cycles per hour », *Journal of meteorology*, Vol 14
- [5] Norme NF EN 1991-2 : Actions sur les structures, Partie 2, Actions sur les ponts dues au trafic
- [6] Davenport A. « Buffeting of a suspension bridge by stormy winds », *Journal of Structural Division, ASCE*, no. 88, pp. 233-268, 1962
- [7] Guillin A. Cremona C. « Développement l'algorithmes de simulation de champs de vitesse du vent » , Ouvrage d'art OA27 , Presse du LCPC
- [8] Hémon P., *Vibrations des structures couplées avec le vent*, Les éditions de l'école polytechnique, 2012.
- [9] Cremona C., Foucriat J-C « Comportement au vent des ponts », Presse de l'école nationale des ponts et chaussée, 2002.
- [10] Cerema « Conception des ponts à haubans – un savoir-faire français », Collection Références, 2015.

Mesure vibratoire et calcul acoustique de la tension mécanique

Comment calculer la tension et la raideur d'un hauban ou d'une suspente à partir de la mesure de ses fréquences propres...

L. Fritz¹

¹ Cerema Sud-Ouest, 24 rue Carton CS 41635 33073 Bordeaux Cedex, laurent.fritz@cerema.fr

Résumé

La surveillance de la tension des câbles d'un ouvrage d'art est une opération importante pour le diagnostic de sa capacité résiduelle. Cet article présente une nouvelle méthode de calcul notée FTZ20, plus générale que le modèle des cordes vibrantes, qui fournit une expression littérale de la tension et de la raideur d'un câble en fonction de sa masse, de sa longueur et de ces fréquences modales. Les comparaisons expérimentales se font avec des résultats publiés et les incertitudes sont établies.

I. Notations utilisées

E	=	Module de Young ou module d'élasticité longitudinale (N/m ²)
EI	=	Rigidité à la flexion ou module de rigidité ou raideur (N.m ²)
f_0	=	Fréquence fondamentale d'un câble sans raideur selon le modèle des cordes vibrantes (Hz)
f_n^*	=	Fréquence du mode de rang n d'un câble sans raideur (Hz). Donc : $f_1^* = f_0$
f_n	=	Fréquence du mode de rang n d'un câble avec raideur, f_1 étant la fréquence du mode fondamental (Hz)
I	=	Inertie à la flexion ou moment quadratique d'une section (m ⁴)
L	=	Longueur (m)
μ	=	Masse linéique (kg/m)
T	=	Tension (N)
t	=	Temps (s)
x	=	Position sur l'axe longitudinal (m)
y	=	Position sur l'axe transversal (m)

II. Introduction

La méthode d'essai LPC n°35 [1] [2] permet de calculer la tension d'un câble selon le modèle des cordes vibrantes (N1), c'est-à-dire sous l'hypothèse d'une raideur négligeable et à partir de la mesure des fréquences de vibration du câble :

$$f_0 = \sqrt{\frac{T}{4\mu L^2}} \quad (1) \quad \text{et} \quad f_n^* = n f_0$$

$$\text{soit : } T = 4\mu L^2 f_0^2 \quad \text{ou} \quad T = 4\mu L^2 (f_n^*/n)^2$$

La validité de l'hypothèse de raideur négligeable utilisée par la méthode LPC n°35 est déterminée à partir de la formule donnée par Morse en 1948 (N2) [3] (p. 170, éq. 16.9) explicitant l'augmentation des fréquences avec la raideur du câble :

$$f_n = n f_0 \left[1 + 2 \sqrt{\frac{EI}{TL^2}} + \left(4 + \frac{n^2 \pi^2}{2} \right) \frac{EI}{TL^2} \right] \quad (2) \quad \text{soit :} \quad \frac{f_n - n f_0}{n f_0} = 2 \sqrt{\frac{EI}{TL^2}} + \left(4 + \frac{n^2 \pi^2}{2} \right) \frac{EI}{TL^2}$$

D'où l'erreur relative faite par le modèle des cordes vibrantes :

$$\frac{EI}{TL^2} \leq 10^{-5} \Rightarrow \frac{f_n - n f_0}{n f_0} < 1\% \quad \text{de } n = 1 \text{ à } 7$$

Pour tester la validité du modèle à 1%, le rapport EI/TL^2 étant généralement inconnu, la méthode LPC n°35 indique qu'il est équivalent que les points (n, f_n) soient alignés pour n variant de 1 à 7, mais la méthode ne quantifie pas la qualité d'ajustement de la régression linéaire (N3).

En pratique, la détermination des fréquences modales est réalisée par la mesure des vibrations du câble soumis à une excitation ponctuelle transversale, suivie par une analyse spectrale des signaux de mesure. Un ou plusieurs accéléromètres sont généralement utilisés pour la mesure de vibration. Mais l'analyse fréquentielle reste délicate car le spectre des signaux comporte souvent plus de pics éligibles que de modes, surtout pour les premiers modes ([6] p.174 et 186), ou bien les fréquences attendues de certains modes sont absentes. Le choix des fréquences modales reste donc une tâche subjective sans autre connaissance. Le mode et la position d'excitation, le choix et le positionnement des capteurs ont certainement une influence pour améliorer la clarté du spectre.

Par ailleurs, l'hypothèse de faible raideur $EI \ll TL^2$ est souvent invalidée pour des barres mais aussi pour des suspentes ou des haubans trop courts ou de diamètres trop grands. Des méthodes existent pour étendre le modèle des cordes vibrantes sans négliger la raideur. Ces méthodes introduisent plusieurs formules expérimentales ou abaques, plusieurs variables intermédiaires et un arbre de décision avec plusieurs alternatives [7] [8] [9].

Cet article présente une nouvelle approche pour généraliser le modèle des cordes vibrantes à un câble de raideur quelconque ou non connue précisément. Cette approche est à comparer avec les méthodes alternatives précédentes, tant dans sa mise en œuvre que dans ses résultats, et devrait également permettre de mieux piloter la sélection des fréquences modales dans le spectre.

(N1) L'onde associée au modèle des cordes vibrantes est stationnaire avec un spectre harmonique, c'est-à-dire que la fréquence du mode de rang n égale n fois la fréquence fondamentale. En d'autres termes, la différence des fréquences de deux modes consécutifs égale la fréquence fondamentale.

(N2) La méthode LPC n°35 fait référence à un ouvrage de Morse et Ingard « Theoretical Acoustic » de 1968 ; néanmoins Morse avait découvert cette formule dans son ouvrage [3] dès 1948.

(N3) La qualité d'ajustement linéaire pourrait être mesurée avec le coefficient de détermination r^2 compris entre 0 et 1, r étant le coefficient de corrélation linéaire. En général, on retient $r^2 > 0,95$ pour une bonne qualité d'ajustement.

III. Origine de la formule de Morse

En 1948, Morse a calculé la formule (2) en résolvant par approximation l'équation de propagation d'une onde de vibration transversale dans une structure longitudinale fixée à ses deux extrémités [3] (p. 166, éq. 16.1) :

$$\mu \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - T \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0$$

Les frottements et la flèche liés à la pesanteur sont négligés, ainsi que les termes en EI/TL^2 d'ordre supérieur à 1. Les solutions sont recherchées sous la forme d'onde stationnaire i.e. :

$$y(x, t) = f(x)g(t) = e^{2\pi i(kx - \omega t)}$$

En 1849, Seebeck [4] avait utilisé une démarche comparable à Morse pour déterminer la formule suivante :

$$f_n = nf_0 \sqrt{1 + 4\sqrt{\frac{EI}{TL^2}} + (12 + n^2\pi^2)\frac{EI}{TL^2}} \quad (3)$$

Le calcul des formules (2) et (3) a été réalisé avec l'hypothèse des extrémités encastées. La démarche commune de Morse et Seebeck s'inscrit dans le domaine de la recherche acoustique.

En 1964, Fletcher [5] a montré que les deux formules (2) et (3) sont des approximations de la formule suivante, également obtenue par résolution de l'équation de propagation mais de manière plus précise :

$$f_n = nf_0 \left[1 + 2\epsilon \sqrt{\frac{EI}{TL^2}} + 4\epsilon^2 \frac{EI}{TL^2} \right] \sqrt{1 + n^2\pi^2 \frac{EI}{TL^2}} \quad (4)$$

avec :

$$\epsilon = \begin{cases} 0 & \text{si les deux extrémités sont rotulées} \\ 1 & \text{si les deux extrémités sont encastées} \\ 1/2 & \text{si une extrémité est rotulée, l'autre encastée} \end{cases}$$

Pour retrouver la formule de Morse (2) dans les mêmes conditions d'encastement ($\epsilon = 1$) à partir de la formule de Fletcher (4), il suffit de développer le produit de la formule (4) jusqu'à l'ordre 1 en EI/TL^2 en utilisant le développement limité :

$$\sqrt{1 + n^2\pi^2 \frac{EI}{TL^2}} = 1 + \frac{n^2\pi^2}{2} \frac{EI}{TL^2} + o\left(\frac{EI}{TL^2}\right)$$

Pour retrouver la formule de Seebeck (3), il faut mettre le produit de la formule (4) sous la même racine et développer le produit sous la racine jusqu'à l'ordre 1 en EI/TL^2 .

Dans son article, Fletcher a ensuite appliqué la formule (4) au domaine acoustique, pour déterminer les fréquences des différents sons d'instruments à cordes.

IV. Application de la formule de Fletcher

Cet article propose une application au domaine des structures longitudinales (câbles, barres, poutres) de la formule de Fletcher (4), intéressante d'un point de vue algébrique.

En remplaçant f_0 par son expression (1) dans la formule (4) et en élevant au carré les deux membres, on obtient :

$$\frac{T}{4\mu L^2} + n^2 \frac{\pi^2 EI}{4\mu L^4} = A \cdot (f_n/n)^2$$

avec : $A = \frac{1}{\left[1 + 2\epsilon \sqrt{\frac{EI}{TL^2} + 4\epsilon^2 \frac{EI}{TL^2}}\right]^2}$ et ϵ selon (4)

En déterminant au moins deux fréquences modales à partir du spectre des signaux de mesure, et connaissant l'ordre de ces modes, les inconnues T et EI peuvent être calculées explicitement par résolution d'un système d'équations. Si f_m et f_n sont deux fréquences des modes respectivement d'ordre n et m du spectre des signaux de mesure, alors le système d'équations s'écrit :

$$\begin{cases} m^2 x + y = A(f_m/m)^2 \\ n^2 x + y = A(f_n/n)^2 \end{cases}$$

avec : $x = \frac{\pi^2 EI}{4\mu L^4}$, $y = \frac{T}{4\mu L^2}$, $A = \frac{1}{\left[1 + \frac{2\epsilon}{\pi} \sqrt{\frac{x}{y} + \frac{4\epsilon^2 x}{\pi^2 y}}\right]^2}$ et ϵ selon (4)

La résolution du système en x et y fournit :

$$\begin{cases} x = A \frac{(f_m/m)^2 - (f_n/n)^2}{m^2 - n^2} \\ y = A \left[\frac{(f_m/m)^2 + (f_n/n)^2}{2} - \frac{m^2 + n^2}{m^2 - n^2} \frac{(f_m/m)^2 - (f_n/n)^2}{2} \right] \end{cases}$$

On remarque que si le spectre est harmonique ($f_m/m = f_n/n$), on retrouve le modèle des cordes vibrantes (1) puisque :

$$x = 0 \text{ (raideur } EI \text{ nulle)}, \quad A = 1 \text{ et } y = (f_n/n)^2 \text{ soit } T = 4\mu L^2 (f_n/n)^2$$

Dans tous les cas, la suite (f_n/n) doit être croissante, la raideur EI étant positive.

V. Procédure de calcul de la tension

La procédure s'effectue selon les quatre étapes de calcul décrites ci-dessous. Cette procédure est référencée «Méthode FTZ20» dans la suite du document.

Calcul du paramètre noté X

$$X = \frac{(f_m/m)^2 - (f_n/n)^2}{m^2 - n^2}$$

Calcul du paramètre noté Y

$$Y = \frac{(f_m/m)^2 + (f_n/n)^2}{2} - \frac{m^2 + n^2}{2} X$$

Calcul du paramètre noté A

$$A = \frac{1}{\left[1 + \frac{2\epsilon}{\pi} \sqrt{\frac{X}{Y}} + \frac{4\epsilon^2 X}{\pi^2 Y}\right]^2}$$

avec $\epsilon = 1/2$ ou 1 selon que respectivement une ou deux extrémités sont encastrées,
avec $\epsilon = 0$ si aucune extrémité n'est encastrée (cas bi-rotulé) soit $A = 1$.

Calcul de la tension et de la raideur

$$T = 4\mu L^2 AY \quad \text{et} \quad EI = \frac{4\mu L^4}{\pi^2} AX$$

VI. Comparaisons expérimentales

Des comparaisons avec les essais suivants ont été réalisées :

- l'expérience de Livingston [10], rapportée dans LCPC [8] pp. 18-20,
- les mesures du pont de Corbeil-Essonnes, LCPC [8] pp. 21-22,
- l'expérience en laboratoire de Ren [6] pp. 182-184,
- les mesures sur ouvrage de Ren [6] pp. 185-187,

Dans la suite des comparaisons, les données théoriques $E, I, T, EI/TL^2$ sont fournies à titre comparatif mais n'interviennent pas directement dans la méthode FTZ20. Seules deux fréquences modales au minimum, la longueur et la masse linéique du câble sont nécessaires à la méthode de calculs.

Expérience de Livingston

L'expérience de Livingston [10] porte sur une barre d'acier bi-encastrée, mise en traction sur une presse Tinius Olsen 27T. Les données et les mesures d'essai sont les suivantes :

$E = 200$ GPa (valeur nominale de l'acier) et $I = 0,217$ cm⁴ (section carrée de 1,27 cm de côté) donc $EI = 434$ N.m² (valeur théorique).

$L = 1,273$ m (entre mors) et $\mu = 1,263$ kg/m

$T = 9,790$ kN (tension appliquée) donc $EI/TL^2 = 3.10^{-2}$

$f_1 = 52,5$ Hz et $f_2 = 125,8$ Hz (fréquences mesurées)

La méthode LPC n°35 [1] estime la tension à 22,565 kN avec le 1^{er} mode (130 % d'écart) et 32,391 kN avec le 2^e mode (230 % d'écart).

La méthode LCPC [8] estime la tension à 6,578 kN en mode bi-encasté (-33 % d'écart) et 13,883 kN en mode encasté-rotulé (42% d'écart).

La méthode FTZ20 estime la tension à 10,886 kN en mode bi-encasté (11 % d'écart) et le module de rigidité à 304 N.m².

Mesures du pont de Corbeil-Essonnes

Les mesures du pont de Corbeil-Essonnes ont été effectuées sur une barre bi-encastée de précontrainte transversale des voussoirs :

$$EI = 10\,294 \text{ N.m}^2$$

$$L = 6,35 \text{ m et } \mu = 6,31 \text{ kg/m}$$

$$T = 342 \text{ kN (tension installée) donc } EI/TL^2 = 10^{-3}$$

$$f_1 = 19,24 \text{ Hz et } f_2 = 38,92 \text{ Hz (fréquences mesurées)}$$

La méthode LPC n°35 [1] estime la tension à 376,744 kN avec le 1^{er} mode (+10 % d'écart) et 385,409 kN avec le 2^e mode (+13 %).

La méthode LCPC [8] estime la tension à 331,778 kN (-3 % d'écart). La précision a été optimisée en prenant la valeur moyenne des modes bi-encasté et encasté-rotulé.

La méthode FTZ20 estime la tension à 333,303 kN en mode bi-encasté (-2,5 % d'écart) et le module de rigidité à 10 520 N.m².

Expérience en laboratoire de Ren

L'expérience en laboratoire de Ren [6] pp. 182-184 porte sur la mise en tension d'un toron de 7 fils de 5 mm de diamètre, une extrémité du toron étant encastée et la seconde rotulée. Un total de 5 accéléromètres sont attachés au toron, répartis de manière symétrique et avec des axes de mesure perpendiculaires à l'axe du toron. Les caractéristiques du toron sont les suivantes :

$$E = 180 \text{ GPa et } I = 0,262 \text{ cm}^4 \text{ (section de } 1,37 \text{ cm}^2), EI = 471,6 \text{ N.m}^2 \text{ (valeur théorique)}$$

$$L = 13,6 \text{ m et } \mu = 1,2031 \text{ kg/m}$$

Les mesures fréquentielles sont données pour des efforts de traction de 50 kN et 120 kN :

Tension appliquée $T = 50$ kN donc $EI/TL^2 = 5 \cdot 10^{-5}$:

$$f_1 = 7,62 \text{ Hz, } f_2 = 15,17 \text{ Hz et } f_3 = 22,81 \text{ Hz}$$

La méthode LPC n°35 [1] estime la tension à 51,5 kN en moyenne sur les 3 modes (3 % d'écart).

Les mesures de Ren [6] pp. 181-182 estiment la tension à 51 kN (2 % d'écart).

La méthode FTZ20 estime la tension à 50,004 kN (0,01 % d'écart) pour la combinaison des modes 2-3 . Les combinaisons de modes 1-2 et modes 1-3 ont été rejetées car la suite (f_r/h) n'est pas croissante pour ces combinaisons : l'écart de la tension estimée aurait été similaire à celui de la méthode LPC n°35. Le module de rigidité est estimé à 910 N.m².

Tension appliquée $T = 120 \text{ kN}$ donc $EI/TL^2 = 2.10^{-5}$:

$f_1 = 11,74 \text{ Hz}$, $f_2 = 23,48 \text{ Hz}$ et $f_3 = 35,27 \text{ Hz}$

La méthode LPC n°35 [1] estime la tension à 123 kN en moyenne sur les 3 modes (2% d'écart).

Les mesures de Ren [6] pp. 181-182 estiment la tension à 124 kN (3% d'écart).

La méthode FTZ20 estime la tension à 121,5 kN (1% d'écart) en moyenne sur les combinaisons de modes 1-2, 1-3 et 2-3. Le module de rigidité est estimé à 698 N.m².

Mesures sur ouvrage de Ren

Des résultats sur ouvrage réel ont également été fournis par Ren [6] pp. 185-187. Les tensions des 168 haubans du pont Qingzhou ont été mesurées en 2002 par méthode vibratoire. Les haubans sont constitués de 27 à 85 torons identiques au toron testé en laboratoire. La plus grande longueur de hauban est de 312 m, la longueur de la travée principale est de 605 m.

Les caractéristiques du hauban S21 sont les suivantes :

$I = 1,127 \times 10^{-5} \text{ m}^4$, la valeur théorique de la raideur EI est évaluée à 2.10^6 N.m^2 ($E \approx 180 \text{ GPa}$)
 $L = 284,226 \text{ m}$ et $\mu = 103,233 \text{ kg/m}$

L'article de Ren [6] p. 186 fournit 11 fréquences modales du hauban S21 et analyse les différences pour déterminer leur mode respectif :

$f_2 = 0,820 \text{ Hz}$; $f_3 = 1,211 \text{ Hz}$; $f_4 = 1,602 \text{ Hz}$

$f_5 = 1,992 \text{ Hz}$; $f_6 = 2,422 \text{ Hz}$; $f_7 = 2,812 \text{ Hz}$

$f_8 = 3,203 \text{ Hz}$; $f_9 = 3,594 \text{ Hz}$; $f_{10} = 4,023 \text{ Hz}$

$f_{11} = 4,414 \text{ Hz}$; $f_{12} = 4,805 \text{ Hz}$

Les mesures de Ren [6] pp. 181-182 estiment la tension à 5 297 kN soit $EI/TL^2 = 5.10^{-6}$. Cette tension est prise comme référence pour le calcul des écarts avec les méthodes ci-dessous (la tension d'installation n'est pas connue).

La méthode LPC n°35 [1] estime la tension à 5 390 kN en moyenne sur les 11 modes (2% d'écart).

La méthode FTZ20 estime la tension à 5 283 kN (-0,3% d'écart), valeur moyenne pour les combinaisons des modes fournissant une raideur mesurée EI dans le même ordre de grandeur que la raideur théorique estimée (9 combinaisons de mode ont été retenues parmi 55).

VII. Optimisation et précision de la méthode

Les comparaisons expérimentales ont montré que le choix des combinaisons modales permet d'optimiser la précision sur la tension par la méthode FTZ20. Ainsi plusieurs options sont possibles :

- Estimer la raideur théorique EI du câble avant mesure et piloter au mieux la sélection des fréquences pour que :

$$(f_m/m)^2 - (f_n/n)^2 = \frac{\pi^2 EI}{4\mu L^4 A} (m^2 - n^2) \quad \text{avec} \quad 0 < A \leq 1$$

Cette piste suppose que le spectre propose plus de pics éligibles que de modes, ce qui est souvent le cas en pratique. La valeur de A étant inconnue lors de la sélection

des fréquences, excepté dans le cas bi-rotulé où $A = 1$, il suffit de considérer l'inégalité suivante pour la recherche des fréquences modales :

$$(f_n/n)^2 \geq (f_m/m)^2 + \frac{\pi^2 EI}{4\mu L^4}(n^2 - m^2) \quad \text{avec} \quad n > m \quad (5)$$

- Estimer la raideur théorique EI du câble, mesurer les fréquences a priori et ne retenir a posteriori que les combinaisons de mode aboutissant à une raideur proche de la valeur théorique. Cette solution a été retenue pour les comparaisons expérimentales n°3 et n°4 précédentes, les fréquences étant déjà mesurées.
- Rejeter les combinaisons de mode incohérentes telles que $X < 0$ aboutissant à une valeur de raideur EI négative, la suite des valeurs (f_n/n) retenues doit rester croissante. En dernier recours, si aucune combinaison ne convient, forcer X à 0 ce qui revient à appliquer la formule des cordes vibrantes (méthode LPC n°35).

L'estimation de l'incertitude de la méthode FTZ20 est effectuée selon les préconisations de la norme relative aux calculs d'incertitude [13] [14], les mesures μ , L et AY étant indépendantes statistiquement :

$$\frac{u(T)}{T} = \sqrt{\frac{u^2(\mu)}{\mu^2} + 4\frac{u^2(L)}{L^2} + \frac{u^2(AY)}{AY^2}}$$

La tension vraie est comprise dans 95 % des cas dans l'intervalle : $T \pm 2u(T)$.

L'incertitude élargie ($N4$) relative de la tension mesurée est égale à : $\pm 2u(T)/T$.

L'estimation des incertitudes-types est indiquée ci-dessous :

- $u^2(\mu) = (\mu_+ - \mu_-)^2/12$ où μ_+ et μ_- sont respectivement les limites supérieures et inférieures de l'intervalle en dehors duquel il est peu vraisemblable que la masse linéique soit située (loi rectangulaire). La masse linéique est une caractéristique des câbles. En l'absence d'incertitude fournie sur sa valeur, celle-ci peut être établie à partir du nombre de chiffres significatifs. Si la masse linéique est donnée, par exemple, avec 2 décimales alors $\mu_+ - \mu_- = 10^{-2}$.
- On applique le même raisonnement pour la longueur, soit : $u^2(L) = (L_+ - L_-)^2/12$.
- L'incertitude de la mesure AY est réalisée par une évaluation de type A ($N4$). Une évaluation de type B aurait nécessité d'évaluer l'incertitude-type sur les fréquences modales dont les composantes d'incertitude sont difficiles à appréhender :
 - pour la mesure par accélérométrie, le fabricant fournit une incertitude sur l'amplitude du capteur (ou la sensibilité du capteur en mV/g) en fonction des fréquences d'excitation, mais ne fournit pas d'incertitude sur les fréquences du signal mesuré,
 - la transformée de Fourier rapide introduit des incertitudes de calcul ainsi que des incertitudes liées à la discrétisation et au fenêtrage du signal,
 - la sélection manuelle ou automatique des pics de fréquence sur le spectre fréquentiel est également source d'incertitude en fonction de la qualité du signal fréquentiel.

Les incertitudes sur la masse linéique et sur la longueur du câble ne prennent en compte que l'incertitude de résolution et sont donc probablement sous-estimées.

Plusieurs fréquences modales pouvant être identifiées sur le spectre du signal (notons N le nombre de modes identifiés), la méthode FTZ20 peut être répétée pour plusieurs combinaisons de deux modes parmi N (voir les comparaisons expérimentales n°3 et 4). Pour une évaluation de type A de l'incertitude de la mesure AY , au moins deux combinaisons doivent être retenues. La sélection des combinaisons pouvant se faire sur le critère de proximité à la valeur théorique de la raideur EI mesurée, comme indiqué précédemment. Soit M le nombre de combinaisons retenues :

$$u^2(\overline{AY}) = \frac{1}{M(M-1)} \sum_{(m,n)} ((AY)_{m,n} - \overline{AY})^2 \quad \text{avec} \quad 2 \leq M \leq \frac{N(N-1)}{2}$$

Pour réduire l'incertitude, il est intéressant de sélectionner un maximum de combinaisons (grande valeur de M), donc d'éviter dès la mesure les valeurs aberrantes, en pilotant la sélection des fréquences avec l'évaluation de la raideur, selon l'inégalité (5).

L'application du calcul d'incertitude aux comparaisons expérimentales n°3.b et n°4 fournit les résultats suivants :

n°3.b, $T = 121,5 \text{ kN} \pm 1,6 \text{ kN}$ soit une incertitude élargie relative de 1,3 %

n°4, $T = 5 283 \text{ kN} \pm 25 \text{ kN}$ soit une incertitude élargie relative de 0,5 %

(N4) Selon la norme [13], $u(z)$ est appelé incertitude-type de la mesure z et correspond soit :

- à l'écart-type expérimental de z si plusieurs mesures sont disponibles (évaluation de type A),
- à l'écart-type d'une loi de probabilité théorique décrivant la grandeur Z associée à la mesure z (évaluation de type B).

$u^2(z)$ est donc une variance. Le résultat de la mesure est alors exprimé sous la forme : $Z = z \pm k.u(z)$ avec pour facteur d'élargissement $k = 2$ en général, qui correspond à un niveau de confiance de 95% pour situer la valeur vraie dans cet intervalle.

VIII. Mode opératoire et perspectives

Le mode opératoire reste identique à la méthode LPC n°35 [1] [2] §VI. Quelques éléments complémentaires sont donnés ci-dessous.

L'évaluation de la raideur EI théorique est utile pour trier les valeurs aberrantes des fréquences modales, lors de la mesure ou lors du calcul. En première approche, les valeurs suivantes peuvent être utilisées :

$E = 180$ à 210 GPa pour l'acier des câbles

$I = \pi d^4/64$ pour un câble de section circulaire de diamètre d , ou $I = a^4/12$ pour un câble de section carré de côté a .

Les expérimentations avec la méthode FTZ20 ont montré que la sélection des combinaisons de modes, aboutissant à une raideur mesurée dans le même ordre de grandeur que la raideur théorique, est suffisante pour obtenir une bonne précision sur la mesure de tension, malgré une incertitude plus importante sur la mesure de raideur (l'incertitude sur la mesure de la raideur par la méthode FTZ20 est plus importante que pour la mesure de tension car, d'une part, la variable X introduite dans cette méthode est un rapport de différence entre mesures, et, d'autre part, la longueur du câble intervient en puissance 4 dans la raideur).

Un ordre de grandeur de la raideur théorique est donc suffisant. Un calcul plus précis, qui prendrait en compte l'interaction entre les brins (pour les câbles multi-brins) et l'élasticité des contacts, n'est nécessaire que si cela modifie l'ordre de grandeur de la raideur théorique.

Concernant la mesure par accélérométrie, le choix de l'accéléromètre est significatif, la fréquence fondamentale variant de 0,5 Hz à 50 Hz ou plus selon les câbles. Tous les modes ne sont pas nécessaires à la méthode FTZ20 mais la connaissance du 1^{er} mode est intéressante pour identifier les pics de fréquence et leur rang modal. Selon Ren [6], les rangs modaux peuvent être identifiés par les écarts entre les pics de fréquence successifs, ces écarts étant égaux à la fréquence fondamentale pour un câble sans raideur, mais ces écarts ne sont plus constants et augmentent avec la fréquence pour un câble réel. Il est donc recommandé d'opter pour des accéléromètres mesurant les basses fréquences voire la composante continue.

La position des accéléromètres sur le câble est importante. Il faut éviter les nœuds de vibration et privilégier les ventres de vibration. Sachant que l'amplitude du mode de rang n varie selon $a_n \sin(n\pi\lambda/L)$ à la position λ du câble, on peut en déduire que :

- La position milieu du câble est le seul ventre commun à tous les modes de rang impairs, y compris le 1^{er} mode (fondamental) et le nœud commun à tous les modes pairs. Cette position est à privilégier avec un seul accéléromètre.
- Les deux positions aux quarts et trois quarts de la longueur sont des ventres communs aux modes de rang $2 + 4k$, avec k entier positif, et les nœuds communs à tous les modes multiples de 4. Cette position est une alternative intéressante, en cas de problème d'accès pour la position milieu ou pour positionner un second accéléromètre.
- Les modes de rang multiple de 4 n'ont aucun ventre commun. Une position à $1/(4k)$, avec k entier strictement positif, de la longueur permet d'obtenir les modes de rang inférieur strictement à $4k$ et multiple de 4 (par exemple la position à $L/12$ permet d'obtenir une amplitude satisfaisante pour les modes 4 et 8).

L'amplitude des modes dépend du type d'excitation. Selon [11] §B.3, §B.4 et §C.3, lorsque le rang n des modes augmente, les amplitudes des modes décroissent moins rapidement avec un câble frappé (décroissance en $1/n$) qu'avec un câble tiré et relâché (décroissance en $1/n^2$), du fait des conditions initiales différentes. Donc pour mesurer un plus grand nombre de modes, l'excitation frappée doit être privilégiée. Par ailleurs, exciter le câble à une position où certains modes comportent normalement un nœud, permet d'éliminer ou d'atténuer ces modes : ainsi exciter le câble en son milieu permet de ne garder que les modes impairs. Le contrôle des modes permet de faciliter l'identification de leur rang, l'obtention de tous les modes n'étant pas nécessaire à la méthode FTZ20.

L'analyse spectrale par transformée de Fourier influe également sur la qualité d'obtention des fréquences modales. Le type de fenêtre d'analyse, sa largeur, la fréquence d'échantillonnage, le lissage et l'utilisation de filtre passe-bas sont autant de paramètres dont l'étude dépasse largement le cadre de cet article.

En conclusion, la méthode FTZ20 permet une mesure peu complexe de la tension sans faire l'hypothèse d'une raideur négligeable tout en permettant de calculer et d'optimiser la précision de la mesure.

La méthode FTZ20 reste bien sûr perfectible par des recherches plus poussées, telles que l'estimation optimale et simultanée des paramètres X et Y en résolvant un problème des moindres carrés non linéaire par un algorithme adéquat. Sa vérification sur la base expérimentale présentée dans cet article pourrait également être complétée sur des modèles numériques.

IX. Bibliographie et références

- [1] Robert Jean-Louis. Mesure de la tension des câbles par vibration. Paris : LCPC, 1993. Méthode d'essai LPC n°35. ISSN 1167-489X. ISBN 2-7208-3510-2
- [2] Robert Jean-Louis et al. Mesure de la tension des câbles par méthode vibratoire. Bulletin de liaison LPC, 1991, n°173, pp. 109-114
- [3] Morse McCord Philip. Vibration and Sound. 2^e édition. New York : McGraw-Hill Book Co., 1948, pp.151-171
- [4] Seebeck August, 1849. Über die Querschwingungen gespannter und nicht gespannter elastischer Stäbe. In : A history of the theory of elasticity and of the strength of materials. Cambridge: University Press, 1893, vol. 2, part 1, pp. 322-325
- [5] Fletcher Harvey. Normal Vibration Frequencies of a Stiff Piano String. The Journal of the Acoustical Society of America, 1964, vol. 36, n°1, pp. 203-209
- [6] Ren, Wei-Xin, Hao-Liang LIU et Gang CHEN. Determination of cable tensions based on frequency differences. Engineering Computations, vol. 25, issue 2, 2008, pp. 172-189
- [7] Zui Hiroshi, Tohru Shinke et Namita Yoshio. Practical Formulas for Estimation of Cable Tension by Vibration Method. Journal of Structural Engineering, vol. 122, issue 6, 1996, pp. 651-656
- [8] Cremona Christian et al. Note sur la méthode d'essai LPC n°35. LCPC/FDOA, 2003
- [9] Gautier Yves, Moretti Olivier et Cremona Christian. Universal curves for a practical estimation of cable tension by frequency measurements. Paris : LCPC, 2005. Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, p.261-269. ISSN 1628-4704. ISBN 2-7208-0411-8
- [10] Livingston Thomas et al. Estimation of axial load in prismatic members using flexural vibrations. Journal of Sound and Vibration, 1995, vol. 179, n°5, pp. 899-908
- [11] Ministère de l'Education Nationale [France], Modèles physiques de quelques instruments de musique et acoustiques. Agrégation de sciences physiques, concours externe 2009, option Physique, 1^{ère} partie
- [12] Wikipedia : Inharmonicité du piano [consulté le 15 septembre 2016, 16:15]. Disponible à l'adresse : https://fr.wikipedia.org/wiki/Inharmonicit%C3%A9_du_piano
- [13] Norme NF ISO/CEI Guide 98.3:2014. Incertitude de mesure - Partie 3 : guide pour l'expression de l'incertitude de mesure (GUM : 1995). Disponible à l'adresse : http://www.bipm.org/utis/common/documents/jcgm/JCGM_100_2008_F.pdf
- [14] Norme FD X 07-021:1999. Métrologie et applications de la statistique - Aide à la démarche pour l'estimation et l'utilisation de l'incertitude des mesures et des résultats d'essais. Paris : AFNOR

Recommandations pour la justification de la diffusion de la précontrainte par adhérence dans les abouts de poutre

Diffusion de la précontrainte dans les ponts à poutres précontraintes par adhérence (PRAD)

L. Müller-Ripalda¹, G. Bondonet², S. Rigole³

¹ Cerema ITM/CTOA/DCSL, 110 rue de Paris 77171 Sourdun, luc.muller-ripalda@cerema.fr

² Cerema ITM/CTOA/DCSL, 110 rue de Paris 77171 Sourdun, gael.bondonet@cerema.fr

³ ex Cerema ITM/CTOA/DCSL

Résumé

Les poutres des ponts de type PRAD (ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence) sont soumises à leurs abouts aux efforts d'établissement de la précontrainte. La norme Eurocode ne définit pas clairement les justifications liées aux contraintes induites par la diffusion de ces efforts. De plus, le guide Setra de 2006 « Diffusion des efforts concentrés » [4] ne traite que la précontrainte par post-tension et n'est pas directement applicable dans le cas des PRAD, précontraints par pré-tension. Par ailleurs, l'application des seuls critères de justifications de l'annexe 4 du BPEL99 [1] n'est pas suffisante. En effet, des désordres de fissuration au tranchant ont été constatés et une justification plus adéquate doit être entreprise. Cet article vise à donner des éléments afin de justifier la diffusion des efforts concentrés dans le cas des ponts PRAD.

I. Introduction

Les zones d'about des poutres en béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés importants. Dans le cas des poutres prétendues (cas des PRAD), ces efforts sont retransmis au béton le long des câbles de pré-tension sur une distance permettant à la précontrainte de s'établir (longueur d'ancrage des armatures de pré-tension). Ces efforts appliqués à l'intérieur de l'about de la poutre rendant impossible l'utilisation du principe de Saint-Venant dans ces zones, les résultats de la Résistance des Matériaux (noté RDM) ne sont pas applicables.

L'application seule du critère de diffusion de la précontrainte dans les PRAD de l'annexe 4 du BPEL99 [1] (sans application du critère de justification au tranchant à l'ELS – paragraphe 7.2.2, qui bridait préalablement fortement ce critère) est jugée trop favorable et peut conduire à des non-justifications du béton entraînant une fissuration du béton sous l'effet cumulé du tranchant et de la diffusion de la précontrainte à la mise en service.

Il est donc nécessaire de trouver une méthode permettant d'estimer de manière raisonnable et sécuritaire les contraintes à l'intérieur de la zone d'about. L'article présente une méthode

basée sur l'équilibre du prisme d'about en tenant compte des différentes spécificités des poutres de PRAD.

Les justifications doivent être effectuées à la mise en tension (tension des armatures de pré-tension maximale, béton de plus faible caractéristique mécanique), à la mise sur appuis provisoires de la poutre sur site avant clavage et en phase d'exploitation. Les contraintes de cisaillement dues aux efforts externes (effets des superstructures et des charges mobiles) sont maximales à la mise en service ou à l'infini et se cumulent aux contraintes de diffusion.

La méthode est présentée au travers d'un cas d'étude dont les données nécessaires aux calculs sont issues du logiciel CHAMOA_P PRAD. Nous étudions une section d'about de poutre côté culée, à la fois en phase de mise en service et en phase de relâchement des câbles sur le banc (calcul présenté en annexe). On note respectivement t_0 et t_s leurs dates d'application (on admet que le relâchement du banc est effectué à la même date pour toutes les poutres et que $t_s > 28 \text{ jours}$). Les autres phases, notamment à l'infini, bien qu'elles soient également à justifier, ne sont pas présentées ici.

II. Méthode de justification

II.1 Définition du prisme d'about

La méthode consiste à étudier l'équilibre d'un prisme local de béton, décrit par une tranche comprise entre deux sections S_A (appelée section d'ancrage, dans le cas de la pré-tension, l'ancrage étant considéré fictif) et S_R (appelée section régularisée). Ce prisme est considéré de longueur $L_r = l_{ri}$ (longueur de régularisation), de hauteur H (hauteur de la poutre) et d'épaisseur variable bw .

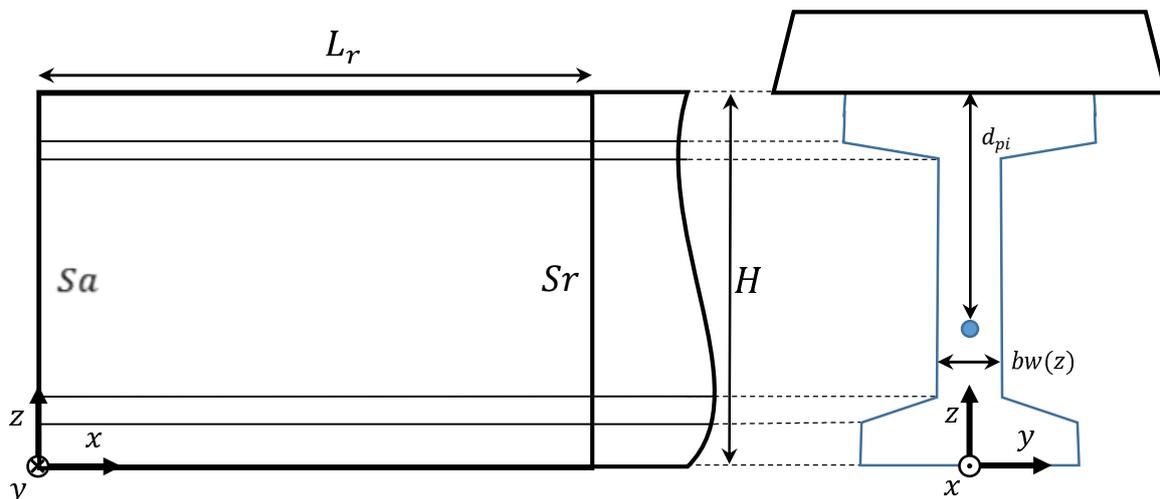


Figure 1 : Schéma du prisme d'about

La diffusion des efforts de précontrainte s'effectue sur une longueur de régularisation que l'on peut prendre conforme au paragraphe 8.10.2.2 de l'Eurocode 2 partie 1-1 [2] :

$$L_r = \sqrt{l_{pt}^2 + d_{pi}^2} \quad (1.1)$$

avec

- d_{pi} la distance entre le barycentre des armatures de précontrainte et la fibre extrême la plus éloignée,
- l_{pt} la longueur nominale d'ancrage, calculée selon la contrainte d'adhérence au relâchement, comme définie aux sections 1 et 2 du paragraphe 8.10.2.2 de l'Eurocode 2 partie 1-1 [2].

II.2 Principe de la méthode

Le but de la méthode est d'estimer les contraintes normales et de cisaillement dans le prisme d'about de la poutre. Pour cela, nous avons séparé les différents efforts appliqués sur le prisme en deux groupes, selon le principe de superposition :

- efforts dus à la précontrainte seule,
- effets dus aux charges restantes (i.e. poids propre, superstructures, charges mobiles, jonction poutre hourdis).

Les contraintes totales en chaque point du prisme s'expriment donc sous la forme d'une somme de contraintes partielles :

$$\sigma_{total} = \sigma_{prec\ seule} + \sigma_{RDM} \quad (2.1)$$

Afin de simplifier les calculs, on considère la moyenne des contraintes sur des plans de coupure horizontaux.

II.3 Calcul des contraintes

II.3.1 Contraintes normales σ_z

Dans le cas d'un PRAD classique et hors phase de mise sur appuis provisoires, l'appui se situe hors du prisme d'about, sous l'entretoise. La contrainte normale σ_z due à l'appui se diffuse donc hors du prisme étudié et on peut raisonnablement appliquer $\sigma_z = 0$ dans nos calculs.

La phase de pose sur appuis provisoires et le cas des PRAD en chaînage (appuis définitifs sous poutre) ne sont pas traités dans cet exemple.

II.3.2 Contraintes normales σ_x

a) Contraintes dues à la précontrainte isostatique seule

La contrainte normale due à la précontrainte seule peut être obtenue à l'aide de la formule classique de la RDM, si on connaît l'effort normal et le moment induit par la précontrainte pour une abscisse x donnée.

b) Contraintes dues aux charges restantes

L'effet des charges restantes se calcule de manière classique selon la formule :

$$\sigma_{RDM}(z_c, x) = \frac{N_{poutre}(x)}{A_{poutre}} + \frac{M_{poutre}(x) * (z_c - z_{g_p})}{I_{poutre}} + \frac{N_{composite}(x)}{A_{composite}} + \frac{M_{composite}(x) * (z_c - z_{g_c})}{I_{composite}} \quad (3.1)$$

en séparant le calcul avec, d'une part, les charges qui s'appliquent à la poutre seule et, d'autre part, celles qui s'appliquent à la poutre composite (poutre et hourdis) et dans laquelle z_{g_p} et z_{g_c} sont les ordonnées de la fibre neutre, pour la poutre seule et la poutre composite.

NB : Les effets hyperstatiques de la précontrainte sont inclus dans ce calcul (prise en compte de la redistribution des effets du retrait et du fluage).

II.3.3 Contraintes tangentes τ

a) Effets de la diffusion de la précontrainte isostatique seule

La première étape consiste à calculer la contrainte tangente maximum due uniquement à la précontrainte. Pour cela, il s'agit de réaliser l'équilibre entre les sections S_a et S_r de la résultante selon la direction e_x des efforts dus à la précontrainte seule pour chaque plan de coupe Z_c .

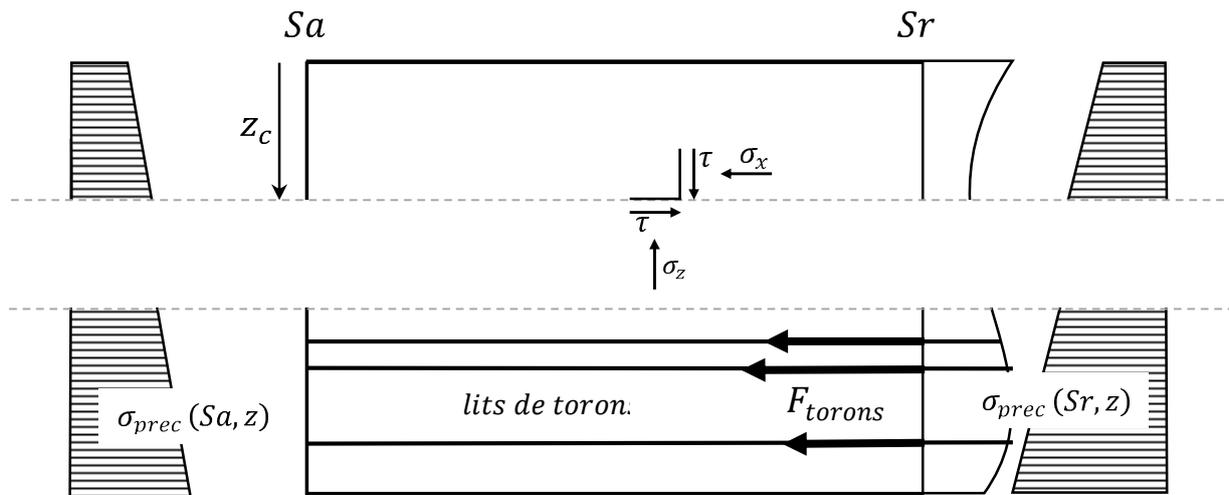


Figure 2 : Exemple de coupe dans le prisme d'about

NB : Pour une travée isostatique, les contraintes dues à la précontrainte seule sont nulles en S_a ($\sigma_{prec}(S_a, z) = 0$). Pour une travée hyperstatique, les effets hyperstatiques s'ajoutent en principe en S_a et S_r , en fait ces effets sont traités séparément comme des efforts externes comme on le verra dans l'exemple de calcul.

Soit la somme de :

$$Xa(z_c) = \int_0^{z_c} \sigma_{prec}(x_{Sa}, z) \cdot bw(z) \cdot dz \quad (3.2)$$

$$Xr(z_c) = - \int_0^{z_c} \sigma_{prec}(x_{Sr}, z) \cdot bw(z) \cdot dz \quad (3.3)$$

$$Fp(z_c) = \sum_{i \text{ tq } z(i) > z_c} F_{toron,i} \quad (3.4)$$

On obtient alors :

$$\Delta F_{prec}(z_c) = Xa(z_c) + Xr(z_c) + Fp(z_c) \quad (3.5)$$

Du fait de l'équilibre de la résultante selon e_x et de l'absence de frottement sur la face supérieure de la poutre, $\Delta F_{prec}(z_c)$ est la moyenne intégrale de $\tau_{prec\ seule}$ sur tout le plan de coupure z_c .

On a donc :

$$\tau_{prec\ seule\ moyen}(z_c) = \frac{\Delta F_{prec}(z_c)}{bw(z_c) * Lr_i} \quad (3.6)$$

Or la contrainte de cisaillement n'est pas uniforme sur la longueur de régularisation :

$$\tau_{prec\ seule\ moyen} < \tau_{prec\ seule\ max} \quad (3.7)$$

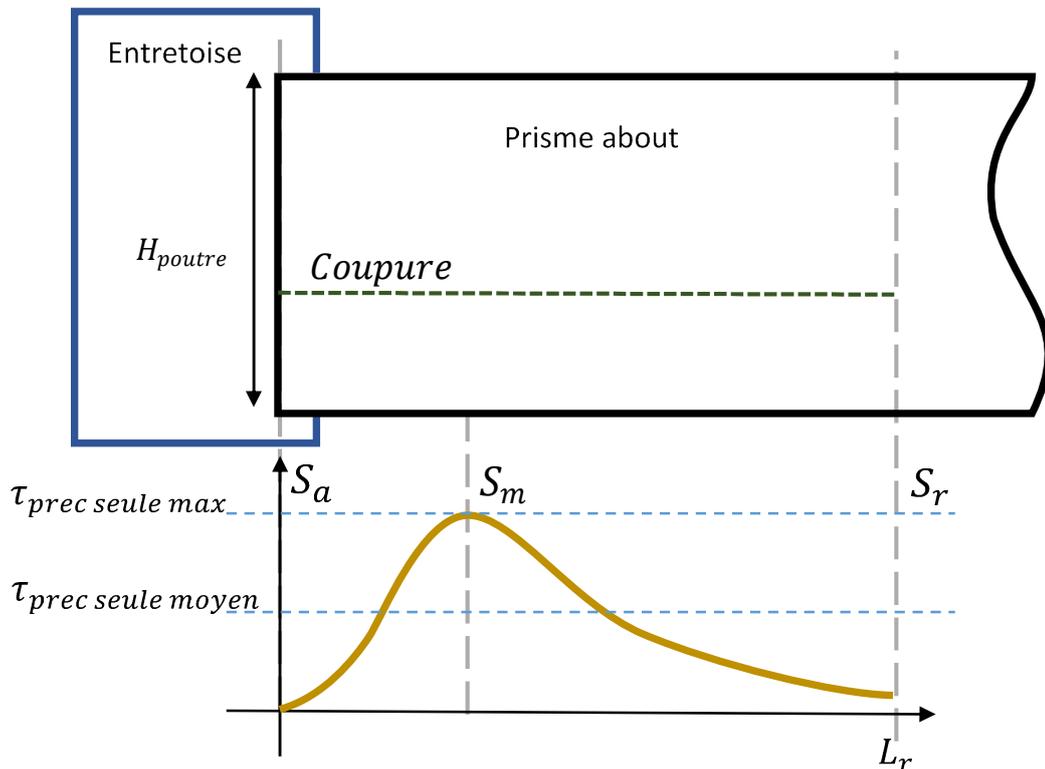


Figure 3 : Forme générale de la contrainte de cisaillement pour une coupure donnée

Dans le cas d'une poutre soumise à un seul câble de précontrainte, la figure ci-dessus donne un aperçu de la forme de la contrainte de cisaillement en fonction de l'abscisse. Dans le cas réel, la poutre est soumise à plusieurs câbles de précontrainte donc d'après le principe de superposition, chaque plan de coupure est soumis à la somme de plusieurs de ces courbes.

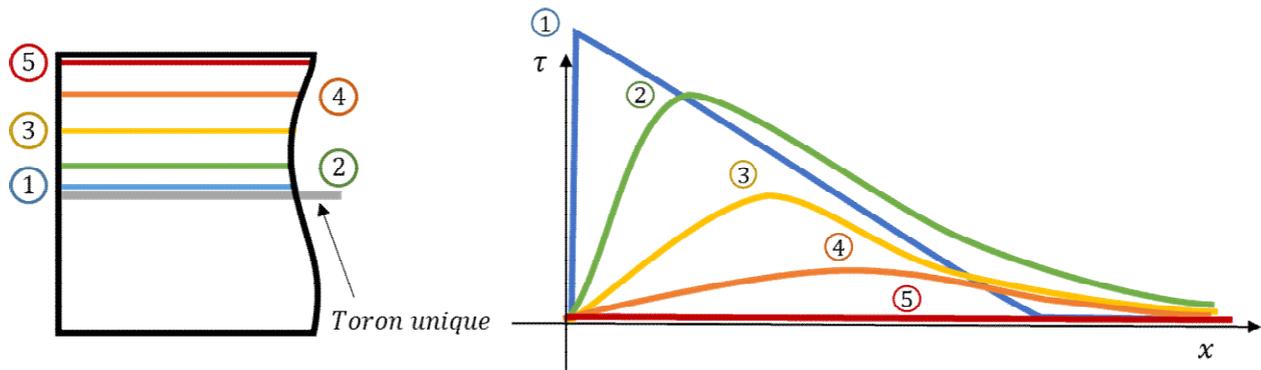


Figure 4 : Allure de la contrainte de cisaillement pour une poutre à un toron

L'annexe 4 du BPEL spécifie dans sa partie 1 §1.3.1 [1] la valeur de 2 comme coefficient majorateur de $\tau_{prec\ seule\ moyen}$ pour obtenir $\tau_{prec\ seule\ max}$. Cette valeur, que l'on retrouve également dans le dossier pilote PRAD73 [6] du SETRA, peut être vérifiée par une modélisation aux éléments finis de l'ancrage d'armature dans le béton (étude non présentée ici). On constate que sa valeur maximale est située sur la première moitié de la longueur L_p .

La contrainte de diffusion retenue pour l'ordonnée Z_c est donc majorée d'un coefficient α_d :

$$\tau_{diffusion}(Z_c) \approx \alpha_d * \tau_{prec\ seule\ moyen}(Z_c) \quad (3.8)$$

avec $\alpha_d = 2$ d'après le BPEL (valeur confirmée par une étude aux éléments finis).

b) Effets dus aux charges restantes

La deuxième étape consiste à déterminer la contrainte τ_{RDM} due aux charges restantes (poids propre, superstructures, charges mobiles, effets hyperstatiques de la précontrainte) par la formule de Jourawski soit :

$$\tau_{RDM} = \frac{V_{poutre}(x) \cdot S_{poutre}(Z_c)}{I_{poutre} \cdot bw(Z_c)} + \frac{V_{composite}(x) \cdot S_{composite}(Z_c)}{I_{composite} \cdot bw(Z_c)} \quad (3.9)$$

où V est un effort tranchant, $S(Z_c)$ le moment statique de la section partielle de hauteur Z_c par rapport à l'ordonnée de la fibre neutre, et I l'inertie totale de la poutre ou de la poutre composite.

c) Effet total

La contrainte de cisaillement totale est obtenue par le cumul de la diffusion sous l'effet de la précontrainte isostatique sur la poutre et l'effet RDM des autres charges :

$$\tau_{total}(Z_c, x) = \tau_{diffusion}(Z_c) + \tau_{RDM}(Z_c, x) \quad (3.10)$$

Position du calcul de l'état de contrainte

A priori, il est nécessaire de calculer l'état de contrainte en tout point entre S_a et S_r . Dans la pratique :

- soit l'on dispose d'un modèle précis des contraintes, dans ce cas la vérification peut être faite en $x = H_{poutre}/2$ et $x = H_{poutre}/4$ (notées S_m) en utilisant $\alpha_d = 2$,

- soit le modèle n'est pas assez précis, la vérification doit être faite en $x = \frac{H_{poutre}}{2} (S_m)$ et en S_a . Il est alors loisible de réduire le coefficient α_d à 1.5 pour la section S_a (en conservant $\alpha_d = 2$ pour S_m).

En effet le calcul en section S_a est un calcul approché :

- en toute rigueur, il n'y a pas de contrainte de diffusion en S_a .
- la contrainte principale admissible chute fortement du fait que la section n'est pas comprimée.

Mais comme il est difficile d'apprécier la position exacte du pic de diffusion entre S_a et S_m , on effectue le calcul en S_a en conservant une contrainte de diffusion approchée avec abattement sur α_d .

Le critère devrait être automatiquement vérifié en S_r si il l'est déjà en S_m car la diffusion est faible dans cette zone.

II.4 Critère d'admissibilité

Une fois les contraintes connues dans le prisme d'about, il faut vérifier un critère d'admissibilité sous combinaison ELS caractéristique pour la mise en tension, la mise sur appuis provisoires si elle existe, la mise en service et l'infini :

$$|\tau_{total}(z_c, x)| \leq \tau_{lim}(z_c, x) \quad (4.1)$$

NB : Ceci n'exclut pas la vérification des autres critères : Fatigue, Tranchant et Ouverture de fissure à l'ELS fréquent qui ne font pas l'objet de cette étude.

Pour déterminer $\tau_{lim}(z_c, x)$, on se base sur le critère de l'annexe QQ de l'Eurocode 2-2 [3]:

$$|\sigma_I| \leq f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{III}}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctk,0,05} \quad (4.2)$$

avec σ_I et σ_{III} les contraintes principales respectivement de traction et de compression.

NB : L'effet de la compression σ_{III} est limité à 60% de f_{ck} dans l'annexe QQ de l'Eurocode 2-2 [3]. Dans l'exemple développé ci-après, cette valeur n'est pas atteinte.

Avec les hypothèses suivantes, $\sigma_x = \sigma_x(z_c, x)$ est positif, $\sigma_y = 0$ et $\tau = \tau_{total}(z_c, x)$.

Le cercle de Mohr nous donne les contraintes principales :

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{III} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (4.4)$$

En utilisant les équations précédentes 4.2, 4.3 et 4.4, on en déduit la contrainte admissible de cisaillement :

$$|\tau| \leq \tau_{\text{lim}(x)} = \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05} + \frac{\sigma_x}{2} \cdot \left(1 - \frac{0.8 \cdot f_{ctk;0,05}}{f_{ck}}\right)}{\left(1 + \frac{0.8 \cdot f_{ctk;0,05}}{f_{ck}}\right)} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2} \quad (4.5)$$

La dernière étape consiste alors à vérifier :

$$|\tau_{\text{total}}(z_c, x)| \leq \tau_{\text{lim}}(z_c, x) \quad (4.6)$$

NB : D'après le guide méthodologique du Setra sur l'Eurocode 2 [5], dans le cas où $\sigma_x < 0$, le calcul doit être effectué en prenant $\sigma_x = 0$. C'est principalement le cas en section S_a où l'effet de la précontrainte est nul.

II.5 Détermination des armatures de diffusion

Le calcul de justification de la non-fissuration du béton a conduit à séparer les efforts de diffusion de la précontrainte des efforts de la RDM. Dans le cas des PRAD, les câbles de précontrainte horizontaux induisent un effort normal qui s'établit progressivement sur L_r , sans effort tranchant vertical (câbles horizontaux). A l'inverse, les efforts dus aux autres charges induisent des sollicitations d'effort tranchant vertical.

La nature différente de ces efforts nous amène à considérer séparément le calcul des armatures de diffusion des armatures relatives aux autres efforts. Nous proposons dans cet article un calcul des armatures de diffusion $A_{\text{diffusion}}$ seul. Le calcul des autres armatures d'effort tranchant classique A_{RDM} peut être réalisé selon les règles Eurocodes, tel que décrit dans la méthode 1 du chapitre 6 du guide d'application de l'Eurocode 2 [5]. Le guide prévoit néanmoins une deuxième méthode avec la possibilité de calculer le cumul des deux types d'aciers passifs simultanément, donc avec une inclinaison de bielle commune, ce qui n'est pas le cas dans la méthode 1. Sur ce point, nous laissons le choix de la méthode.

Le calcul des quantités d'acier donné dans le guide de diffusion des efforts concentrés §4.5.2 [4] suppose que la section S_a est soumise à une force de compression due à la précontrainte mais ceci s'applique seulement dans le cas d'une précontrainte par post-tension. Or ceci n'est pas valable dans le cas des poutres PRAD car il s'agit de la zone d'établissement de la précontrainte. Il n'est donc pas pertinent d'appliquer directement ces formules.

Pour les armatures de diffusion, nous proposons donc un calcul similaire aux règles de coutures du BAEL §A.5.3.12, mais en l'actualisant par les coefficients de l'Eurocode 2 car les contraintes associées doivent être calculées à l'ELU (sous précontrainte moyenne) selon la formule :

$$\frac{A_{\text{diffusion}}}{St} \geq \frac{\gamma_{p_{unfav}} \cdot \tau_{u,max} \cdot b_0}{f_{ywd}} \quad (5.1)$$

avec

$A_{\text{diffusion}}$: la quantité d'aciers à répartir avec un espacement St ,

$\tau_{u,max}$: la contrainte horizontale maximale calculée à l'ELU sous précontrainte moyenne,

f_{ywd} : la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant (voir norme NF EN1992-1-1[2] §6.2.3(3)),

$\gamma_{p_{unfav}}$: le coefficient partiel relatif à la précontrainte (voir norme NF EN1992-1-1 [2], §2.4.2.2 (3)),

b_0 : l'épaisseur de l'âme de la poutre.

NB : La formule 5.1 peut se retrouver en considérant un treillis de Ritter-Mörsch avec une bielle inclinée d'un angle β avec l'horizontal (effort F_b) équilibrée par le tirant formé par les aciers verticaux (F_s) :

Horizontalement : $\tau_{u,max} \cdot b_0 = F_b \cdot \cos\beta$

Verticalement : $F_s = F_b \cdot \sin\beta$

Enfin $F_s = \frac{A_t}{s_t} \cdot f_{ywd}$ et on considère que $\beta = 45^\circ$.

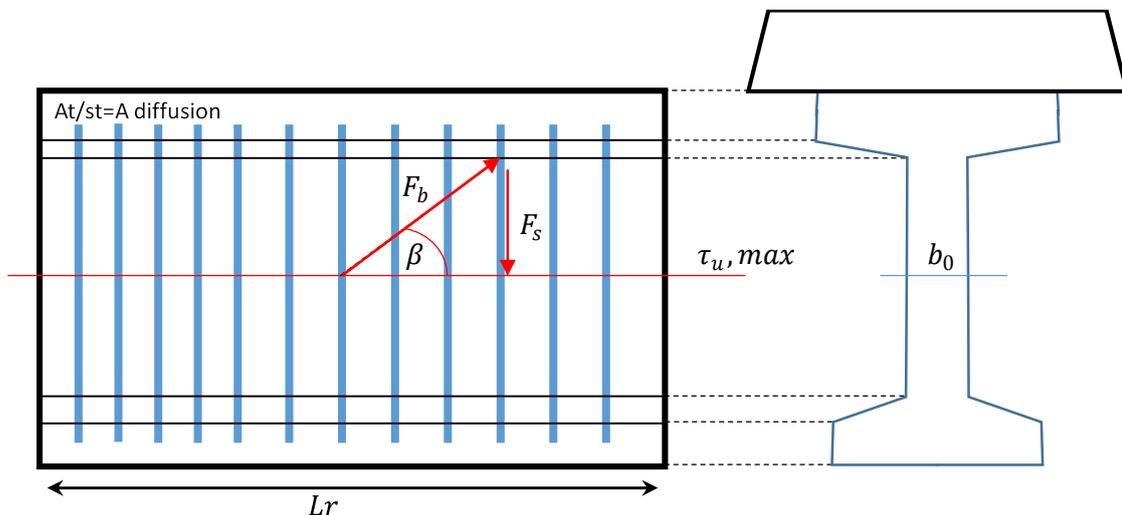


Figure 5 : Principe de ferrailage

N.B : Le §4.5.3 du guide du Setra [4] donne des recommandations sur la disposition et la répartition des aciers dans l'about de poutre.

La valeur de $\tau_{u,max}$ est calculée en utilisant la contrainte $\tau_{prec\ seul\ moyen}(z_c)$ (contrainte de cisaillement moyenne par plan de coupe horizontal du prisme d'about) à l'abscisse où elle est maximale.

La courbe suivante représente la contrainte $\tau_{prec\ seul\ moyen}(z_c)$ (contrainte de cisaillement moyenne par plan de coupe horizontal du prisme d'about) pour différentes hauteurs de coupe z_c .

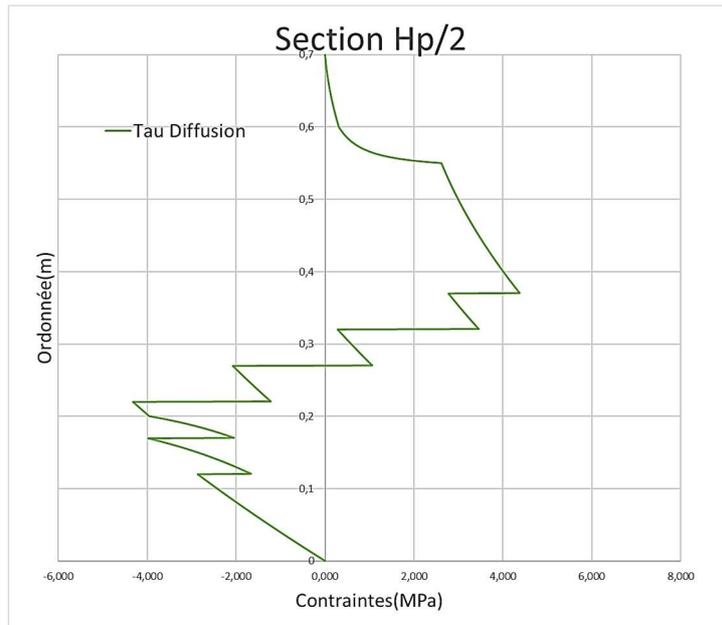


Figure 6 : Contrainte de cisaillement moyenne due à la diffusion (l'axe des ordonnées représente la hauteur de la poutre)

D'où

$$\tau_{u,max} = \max_{z_c \in [0; H_{poutre}]} \left(\text{abs} \left(\tau_{prec\ seul\ moyen}(z_c) \right) \right) \quad (5.2)$$

De plus, conformément à l'article 2.4.2.2(3) de l'Eurocode 2 [2], la valeur de $\tau_{u,max}$ doit être majorée par le coefficient partiel relatif à la précontrainte $\gamma_{p_{unfav}} = 1.2$.

Une fois $A_{diffusion}$ et A_{RDM} calculées, le choix est alors laissé au projeteur quant à la règle de cumul à utiliser. Il est à noter que le guide Eurocode 2 [4] propose une méthode de cumul des aciers (voir §4.3.1).

N.B : Les calculs de $A_{diffusion}$ et A_{RDM} peuvent être menés en utilisant deux inclinaisons de bielles différentes, comme stipulé dans la méthode 1 du guide Eurocode 2 du Setra [5] (voir §4.3.1).

III. Exemple de calcul

III.1 Description de l'ouvrage

Caractéristiques géométriques

L'ouvrage étudié en exemple est un pont PRAD à 3 travées. Les travées de rive ont une longueur de 17m pour des poutres de 16m, et la travée centrale une longueur de 20m pour des poutres de 19m. L'excentrement des abouts de toutes les poutres par rapport à l'axe de la ligne des appareils d'appui la plus proche est de 0.350m. Les dimensions de la coupe transversale d'une file de poutres d'étude sont décrites par le schéma suivant :

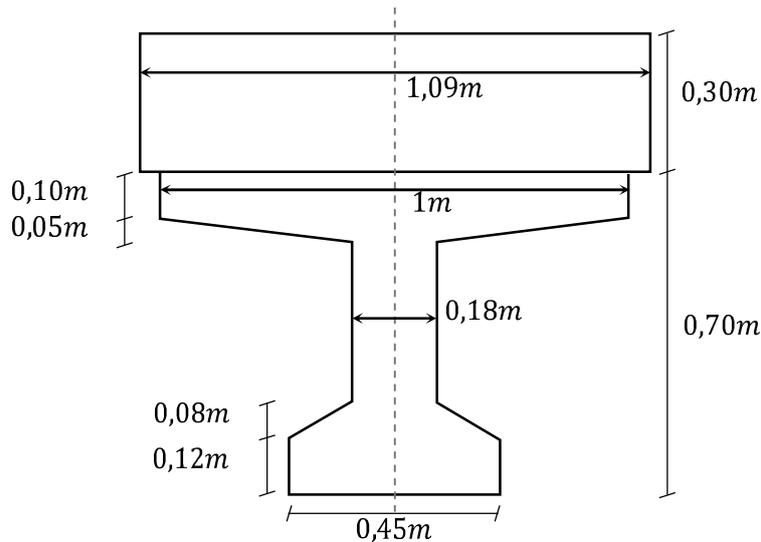


Figure 7 : Géométrie de la section de poutre d'étude

Les caractéristiques de la poutre (indice « pou ») et de la section composite (poutre + hourdis, indice « comp ») sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 A_{pou} &= 0.2717 \text{ m}^2; A_{comp} = 0.5672 \text{ m}^2 \\
 I_{pou} &= 0.01576 \text{ m}^4; I_{comp} = 0.04470 \text{ m}^4 \\
 v_{pou} &= 0.285 \text{ m}; v_{comp} = 0.358 \text{ m} \\
 w_{pou} &= 0.415 \text{ m}; w_{comp} = 0.642 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Les caractéristiques du hourdis sont homogénéisées par rapport à la poutre en multipliant par le rapport des modules des bétons $N_{\text{équivalent}} \approx 0.9$ en phase de mise en service.

avec :

A aire de la section,

I moment d'inertie,

v distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure,

w distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

Caractéristiques des matériaux

a) Béton

La poutre est constituée d'un béton précontraint C60/75 et le hourdis d'un béton armé C35/45. Les résistances des bétons à 28 jours (caractéristiques) sont :

$$f_{ck_{poutre}} = 60 \text{ MPa} \quad f_{ctm_{poutre}} = 4.36 \text{ MPa} \quad f_{ctk0.05_{poutre}} = 3.05 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 39.1 \text{ MPa}$$

$$f_{ck_{hourd}} = 35 \text{ MPa} \quad f_{ctm_{hourdis}} = 3.21 \text{ MPa} \quad f_{ctk0.05_{poutre}} = 2.25 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34.1 \text{ MPa}$$

b) Armatures de précontrainte

Les caractéristiques des aciers de précontrainte sont :

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa} \quad f_{p0.1k} = 1660 \text{ MPa}$$

Les armatures de précontrainte sont constituées d'armatures de pré-tension T15 : section de 139mm^2 , contrainte de mise en tension de 1575MPa . Elles sont disposées de la manière suivante :

Numéro	Nombre	Position/fibre inférieure	Longueur de gainage
1	3	0.120 m	3.00 m
2	2	0.120 m	0 m
3	2	0.170 m	0 m
4	2	0.220 m	0 m
5	2	0.270 m	0 m
6	2	0.320 m	0 m
7	1	0.370 m	0 m

Tableau 1 : Définition des armatures de précontrainte

Les résultats en contraintes seront donnés aux ordonnées suivantes :

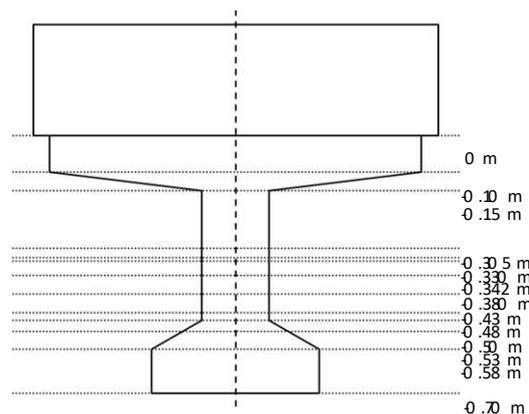


Figure 8 : Définition des ordonnées d'étude pour le calcul des contraintes

On positionne l'ordonnée $z = 0$ au niveau de la fibre inférieure de la poutre. Les différentes fibres d'étude sont décrites ci-dessous :

N°	Position / fibre inférieure (m)	Désignation	Largeur (m)
1	0,7	Fibre supérieure de la poutre	1
2	0,60	Bord inférieur de la semelle supérieure	1
3	0,55	Bord inférieur du gousset supérieur	0,18
4	0,37	Lit n°6 de précontrainte	0,18
5	0,36	Centre de gravité de la section composite	0,18
6	0,32	Lit n°5 de précontrainte	0,18
7	0,27	Lit n°4 de précontrainte	0,18
8	0,22	Lit n°3 de précontrainte	0,18
9	0,20	Bord supérieur du gousset inférieur	0,18
10	0,17	Lit n°2 de précontrainte	0,28
11	0,12	Lit n°1 de précontrainte et bord supérieur de semelle inférieure	0,45
12	0	Fibre inférieure de la poutre	0,45

Tableau 2 : Définition des ordonnées d'étude pour le calcul des contraintes

III.2 Efforts pour la phase de mise en service

Nous présentons dans cette partie le calcul à la mise en service. Le calcul en phase de relâchement des câbles étant similaire, il est présenté en annexe pour plus de clarté.

Détermination des sections S_a , S_m , S_r

L'étude s'effectue à l'about gauche de la poutre, origine du repère de la poutre. La section S_a a donc pour abscisse $x_{S_a} = 0 \text{ m}$.

La section S_m se situe à $\frac{H_{poutre}}{2}$, c'est-à-dire $x_{S_m} = 0.35 \text{ m}$

Toutefois, dans le cas de cette étude, à cause des contraintes de discrétisation du modèle d'analyse, le point choisi pour calculer les efforts sera légèrement décalé par rapport à l'abscisse $x = H_{poutre}/2$. Les efforts donnés pourront donc légèrement différer des efforts attendus.

Dans ce cas d'étude, la longueur d'ancrage des armatures de pré-tension est égale à $l_{pt} = 1.2 \text{ m}$ et la distance entre le barycentre des câbles de précontrainte et la fibre extrême vaut $d_{pi} = 0.466 \text{ m}$. On en déduit de la formule (1) que la longueur de régularisation vaut $l_{ri} = 1.287 \text{ m}$, d'où $x_{S_r} = 1.287 \text{ m}$.

Contraintes dans les armatures de pré-tension

Concernant la précontrainte, les valeurs (issues directement du logiciel d'analyse) des tensions sont les suivantes :

Numéro de groupe des armatures de pré-tension	Nombre	Position poutre z/talon	Tension (t_s)/toron
1	3	0.120 m	0 MPa (gainés)
2	2	0.120 m	1263.8 MPa
3	2	0.170 m	1278.7 MPa
4	2	0.220 m	1293.4 MPa
5	2	0.270 m	1308.3 MPa
6	2	0.320 m	1323.0 MPa
7	1	0.370 m	1337.7 MPa

Tableau 3 : Valeurs des tensions pour la mise en service

Ces tensions induisent les efforts de précontrainte ci-dessous :

$$N_{prec}(t_s) = 1983 \text{ kN}$$

Il est à noter que cet effort doit être égal, aux approximations de calcul près, à l'effort normal en S_r donné dans le 4.

Efforts à la mise en service

Nous allons étudier l'about de poutre côté culée 0. Les efforts issus d'une analyse structurale sont récapitulés par les tableaux suivants.

a) Effet de la précontrainte isostatique

Ce tableau recense les efforts issus du logiciel d'analyse d'efforts, appliqués par la précontrainte seule à la poutre seule.

	Précontrainte isostatique		
	Section S_a	Section S_m	Section S_r
Moment (kN.m)	0	177.3	357,57
Effort normal (kN)	0	980.7	1986,2
Effort tranchant (kN)	0	0	0

Tableau 4 : Tenseur d'efforts de précontrainte isostatique en phase de mise en service

NB : Dans ce tableau, à cause des imprécisions du modèle de l'analyse, en section S_m , le point de calcul effectif ne se situe pas, d'une part, exactement à la distance S_m (ici, un peu plus loin de l'about) et, d'autre part, l'établissement de la précontrainte est prise de forme quadratique et non linéaire, ce qui majore ici l'effort retenu par rapport à la contrainte fournie précédemment.

b) Autres effets sur la poutre et le hourdis

Les tableaux suivants rassemblent tous les efforts issus du phasage (hormis les effets de la précontrainte isostatique), les efforts dus au fluage, retrait et relaxation et aux effets hyperstatiques de la précontrainte ainsi que les effets des charges permanentes (superstructures et tassements probables) et variables (tassements aléatoires, effets thermiques et charges d'exploitation). Ces effets sont séparés en deux tableaux selon qu'ils s'appliquent à la section composite (poutre et hourdis) ou à la poutre seule. Les effets de la poutre seule sont le cumul des effets avant clavage poutre-hourdis et des effets après clavage.

Dans cet exemple, les efforts donnés sont concomitants au moment maximum. Dans la pratique, il s'agira de vérifier pour les cas suivants : efforts concomitants au moment minimum, efforts concomitants aux efforts tranchants maximum et minimum.

Poutre seule			
	Section S_a	Section S_m	Section S_r
Moment (kN.m)	-37.5	-36.3	-136,041
Effort normal (kN)	99.8	97.6	74,954
Effort tranchant (kN)	0.7	-6.8	87,802

Tableau 5 : Tenseur des autres efforts dans la poutre seule en phase de mise en service

Section composite			
	Section S_a	Section S_m	Section S_r
Moment (kN.m)	-167.9	-311.0	-499,045
Effort normal (kN)	0	5,1	15,489
Effort tranchant (kN)	387.8	372.6	223,233

Tableau 6 : Tenseur des autres efforts dans la section composite en phase de mise en service

III.3 Justification du prisme d'about

Calcul des contraintes

L'application des équations (3.3 à 3.10) donne les valeurs résumées dans les tableaux suivants pour la phase de mise en service et aux abscisses x_{S_a} , x_{S_m} , x_{S_r} :

L'équilibre des efforts de diffusion donne :

N°	z (m)	b_w (m)	X_A (MN)	$\sigma_{prec}(S_r)$ (MPa)	X_R (MN)	F_p (MN)	$\tau_{diffusion,moy}$ (MPa)
1	0,7	1	0	0,856	0,000	0,000	0,000
2	0,601	1	0	3,111	-0,197	0,000	0,153
3	0,550	0,18	0	4,254	-0,303	0,000	1,309
4	0,370	0,18	0	8,335	-0,507	0,000	2,187
5	0,358	0,18	0	8,605	-0,525	0,186	1,462
6	0,321	0,18	0	9,463	-0,586	0,186	1,727
7	0,270	0,18	0	10,606	-0,677	0,554	0,530
8	0,221	0,18	0	11,734	-0,777	0,919	-0,610
9	0,200	0,18	0	12,210	-0,822	1,279	-1,950
10	0,169	0,28	0	12,893	-0,911	1,634	-1,985
11	0,120	0,45	0	14,021	-1,158	1,986	-1,430
12	0	0,45	0	16,736	-1,986	1,986	0,000

Tableau 7 : Contraintes de cisaillement – Phase de mise en service – ELS caractéristique

NB : La valeur de $\tau_{diffusion,moy}$ du tableau 7 ne prend pas en compte le coefficient α_d .

Les contraintes tangentielles τ et normales σ_x en S_a , en $\frac{H_{poutre}}{2}$ et en S_r sont les suivantes :

$x = 0 \text{ m } (S_a)$							
N°	Z (m)	b_w (m)	τ_{RDM} (MPa)	τ_{total} (MPa)	σ_{prec} (MPa)	σ_{RDM} (MPa)	σ_{total} (MPa)
1	0,7	1	0,534	0,534	0,000	1,263	1,263
2	0,601	1	0,542	0,848	0,000	0,653	0,653
3	0,550	0,18	2,923	5,542	0,000	0,339	0,339
4	0,370	0,18	2,641	7,014	0,000	-0,760	-0,760
5	0,358	0,18	2,612	5,535	0,000	-0,833	-0,833
6	0,321	0,18	2,513	5,967	0,000	-1,065	-1,065
7	0,270	0,18	2,361	3,422	0,000	-1,374	-1,374
8	0,221	0,18	2,190	0,969	0,000	-1,679	-1,679
9	0,200	0,18	2,091	-1,810	0,000	-1,808	-1,808
10	0,169	0,28	1,243	-2,727	0,000	-1,993	-1,993
11	0,120	0,45	0,606	-2,254	0,000	-2,298	-2,298
12	0	0,45	0,000	0,001	0,000	-3,032	-3,032

Tableau 8 : Contraintes normales en S_a – Phase de mise en service – ELS caractéristique

$x = \frac{H_{poutre}}{2} (S_m)$							
N°	Z (m)	b_w (m)	τ_{RDM} (MPa)	τ_{total} (MPa)	σ_{prec} (MPa)	σ_{RDM} (MPa)	σ_{total} (MPa)
1	0,7	1	0,513	0,513	0,409	1,428	1,837
2	0,601	1	0,510	0,816	1,527	0,508	2,034
3	0,550	0,18	2,734	5,353	2,102	0,034	2,136
4	0,370	0,18	2,459	6,833	4,118	-1,625	2,493
5	0,358	0,18	2,431	5,355	4,252	-1,735	2,516
6	0,321	0,18	2,337	5,791	4,677	-2,086	2,591
7	0,270	0,18	2,194	3,255	5,244	-2,552	2,692
8	0,221	0,18	2,034	0,814	5,803	-3,013	2,791
9	0,200	0,18	1,942	-1,959	6,039	-3,207	2,832
10	0,169	0,28	1,154	-2,816	6,378	-3,486	2,892
11	0,120	0,45	0,562	-2,298	6,937	-3,946	2,991
12	0	0,45	0,000	0,001	8,284	-5,055	3,229

Tableau 9 : Contraintes normales en S_m ($H_{poutre}/2$) – Phase de mise en service – ELS caractéristique

			$x = Lr (S_r)$				
N°	Z (m)	b_w (m)	τ_{RDM} (MPa)	τ_{total} (MPa)	σ_{prec} (MPa)	σ_{RDM} (MPa)	σ_{total} (MPa)
1	0,7	1	0,307	0,307	0,856	3,408	4,263
2	0,601	1	0,441	0,595	3,111	1,440	4,551
3	0,550	0,18	2,556	3,865	4,270	0,429	4,699
4	0,370	0,18	2,437	4,624	8,335	-3,118	5,217
5	0,358	0,18	2,417	3,879	8,605	-3,354	5,251
6	0,321	0,18	2,344	4,071	9,463	-4,102	5,361
7	0,270	0,18	2,223	2,754	10,606	-5,100	5,506
8	0,221	0,18	2,078	1,468	11,734	-6,084	5,650
9	0,200	0,18	1,990	0,039	12,210	-6,499	5,711
10	0,169	0,28	1,188	-0,797	12,893	-7,095	5,798
11	0,120	0,45	0,585	-0,845	14,021	-8,079	5,942
12	0	0,45	0,000	0,000	16,736	-10,448	6,288

Tableau 10 : Contraintes normales en S_r – Phase de mise en service – ELS caractéristique

NB : En sections S_a et S_m (tableau 8 et 9), $\alpha_d = 2$. En section S_r (tableau 10), $\alpha_d = 1$ pour le calcul de $\tau_{total} = \tau_{RDM} + \alpha_d \cdot \tau_{diffusion,moy}$.

A partir des contraintes de cisaillement et des contraintes normales (équations 4.3 et 4.4), il est alors possible de calculer les contraintes principales σ_I et σ_{III} :

			$x = 0 m$		$x = H_{poutre}/2$		$x = Lr$	
N°	Z (m)	b_w (m)	σ_I (MPa)	σ_{III} (MPa)	σ_I (MPa)	σ_{III} (MPa)	σ_I (MPa)	σ_{III} (MPa)
1	0,7	1	-0,195	1,458	-0,133	1,970	-0,022	4,285
2	0,601	1	-0,582	1,235	-0,287	2,321	-0,076	4,627
3	0,550	0,18	-5,375	5,714	-4,390	6,526	-2,174	6,873
4	0,370	0,18	-7,014	7,014	-5,699	8,192	-2,701	7,918
5	0,358	0,18	-5,535	5,535	-4,242	6,759	-2,059	7,310
6	0,321	0,18	-5,967	5,967	-4,639	7,230	-2,194	7,555
7	0,270	0,18	-3,422	3,422	-2,177	4,868	-1,141	6,647
8	0,221	0,18	-0,969	0,969	-0,220	3,010	-0,359	6,009
9	0,200	0,18	-1,810	1,810	-1,001	3,833	0,000	5,711
10	0,169	0,28	-2,727	2,727	-1,719	4,611	-0,108	5,905
11	0,120	0,45	-2,254	2,254	-1,246	4,237	-0,118	6,059
12	0	0,45	-0,001	0,001	0,000	3,229	0,000	6,288

Tableau 11 : Contraintes principales – Phase de mise en service – ELS caractéristique

Les contraintes ainsi calculées, il est possible d'évaluer la contrainte limite $\tau_{lim}(Z_c, x)$ selon l'équation (4.5).

N°	Z (m)	b _w (m)	x = 0 m	x = H _{poutre} /2	x = Lr
			τ _{lim} (MPa)	τ _{lim} (MPa)	τ _{lim} (MPa)
1	0,7	1	3,454	3,662	4,406
2	0,601	1	3,214	3,731	4,482
3	0,550	0,18	3,081	3,765	4,521
4	0,370	0,18	2,929	3,883	4,653
5	0,358	0,18	2,929	3,891	4,661
6	0,321	0,18	2,929	3,915	4,688
7	0,270	0,18	2,929	3,947	4,724
8	0,221	0,18	2,929	3,978	4,758
9	0,200	0,18	2,929	3,991	4,773
10	0,169	0,28	2,929	4,010	4,793
11	0,120	0,45	2,929	4,040	4,827
12	0	0,45	2,929	4,112	4,907

Tableau 12 : Contraintes τ_{lim} – Phase de mise en service – ELS caractéristique

Dépassement du critère

a) Critère τ_{lim} de l'annexe QQ

Sur les courbes suivantes, la contrainte de cisaillement τ_{total} à la mise en service est comparée à τ_{lim} pour les différentes abscisses x :

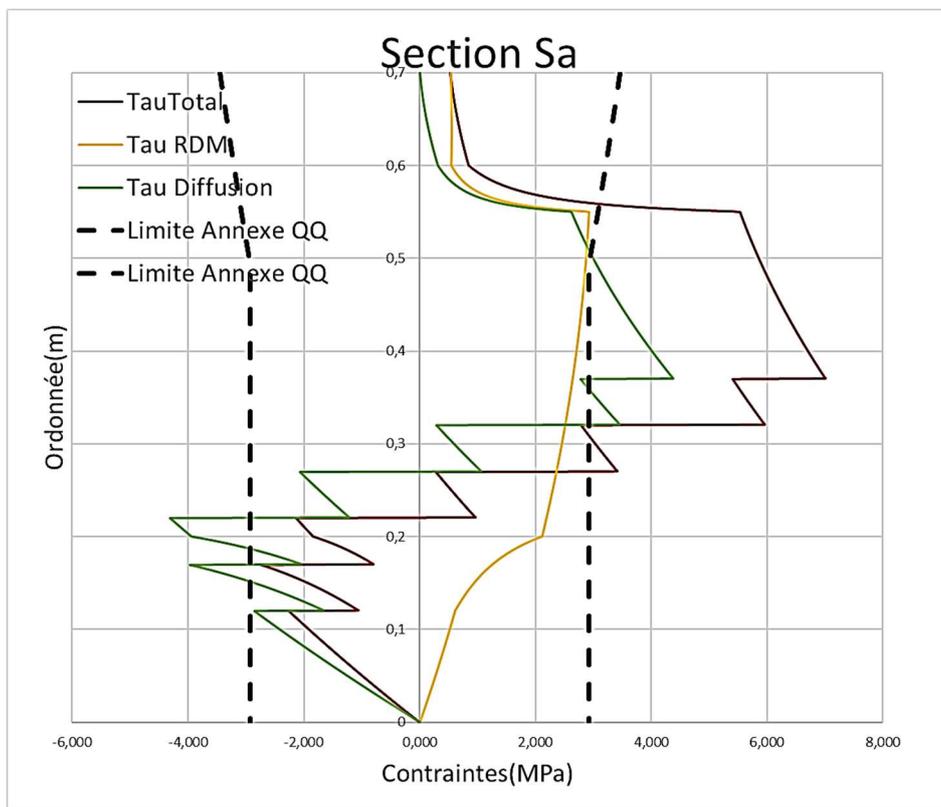


Figure 9 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (annexe QQ) pour Sa

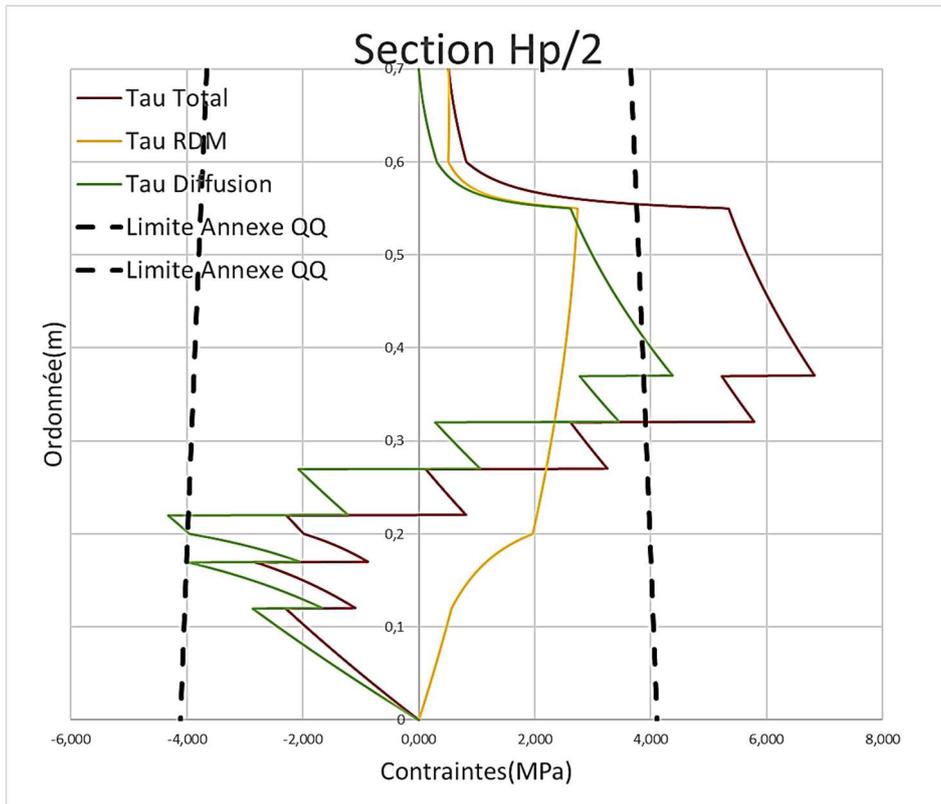


Figure 10 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (Annexe QQ) pour Sm

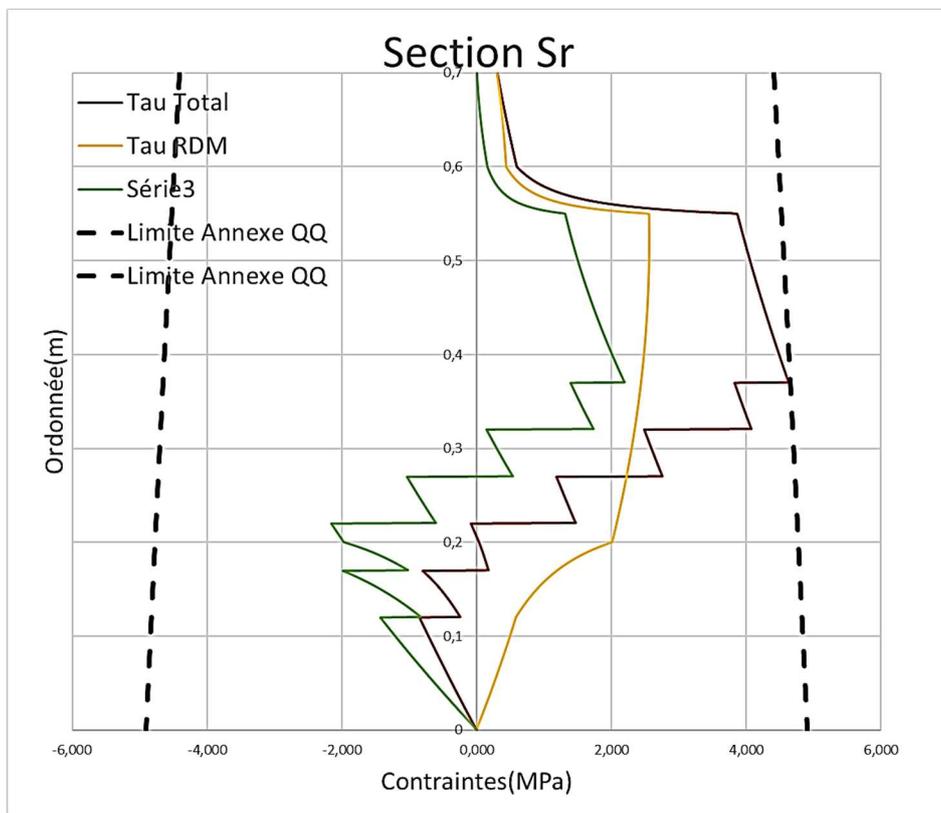


Figure 11 Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (Annexe QQ) pour Sr

b) Comparaison des différents critères

A titre de comparaison, la figure suivante permet de comparer la limite de l'annexe QQ de l'Eurocode 2 [3] aux différentes limites suivantes :

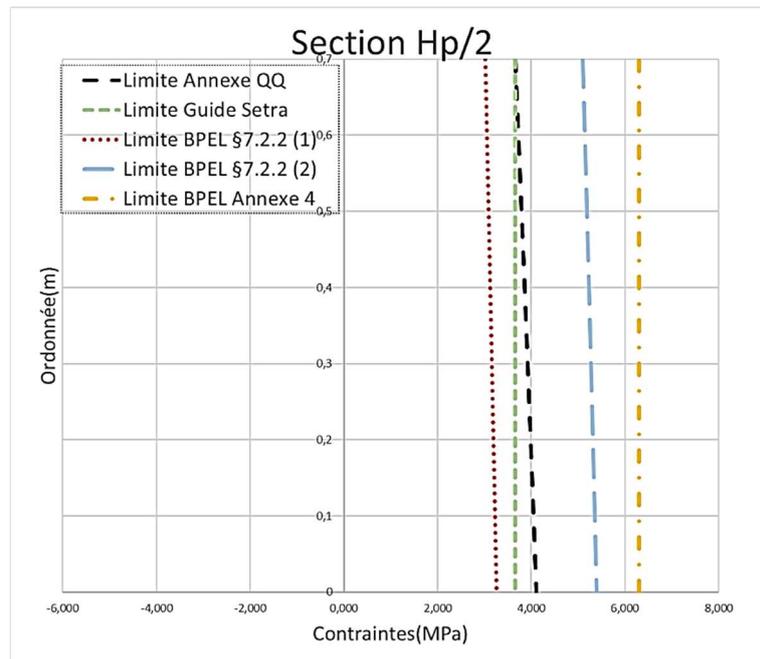


Figure 12 : Comparaison des différents critères de cisaillement

III.4 Résultats avec introduction du blochet

L'utilisation d'un blochet permet d'épaissir l'âme de la poutre à proximité des abouts, et ainsi de réduire considérablement les contraintes de cisaillement. La géométrie peut être décrite par la coupe suivante effectuée longitudinalement au niveau de l'âme (vue de dessus) :

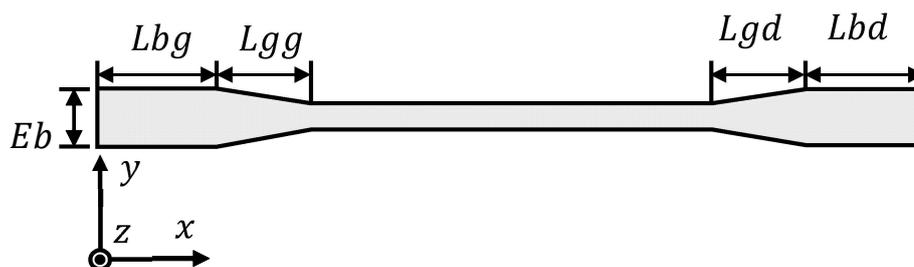


Figure 13 : Coupe longitudinale d'une poutre avec blochets

On prend :

- E_b : largeur de blochet = 0.45 m (largeur de la semelle inférieure de la poutre)
- L_{bg}, L_{bd} : longueur de blochet = 1 m
- L_{gg}, L_{gd} : longueur de gousset = 1 m

En utilisant la méthodologie présentée plus haut, nous montrons que l'introduction du blochet baisse de manière significative la courbe de cisaillement à la mise en service :

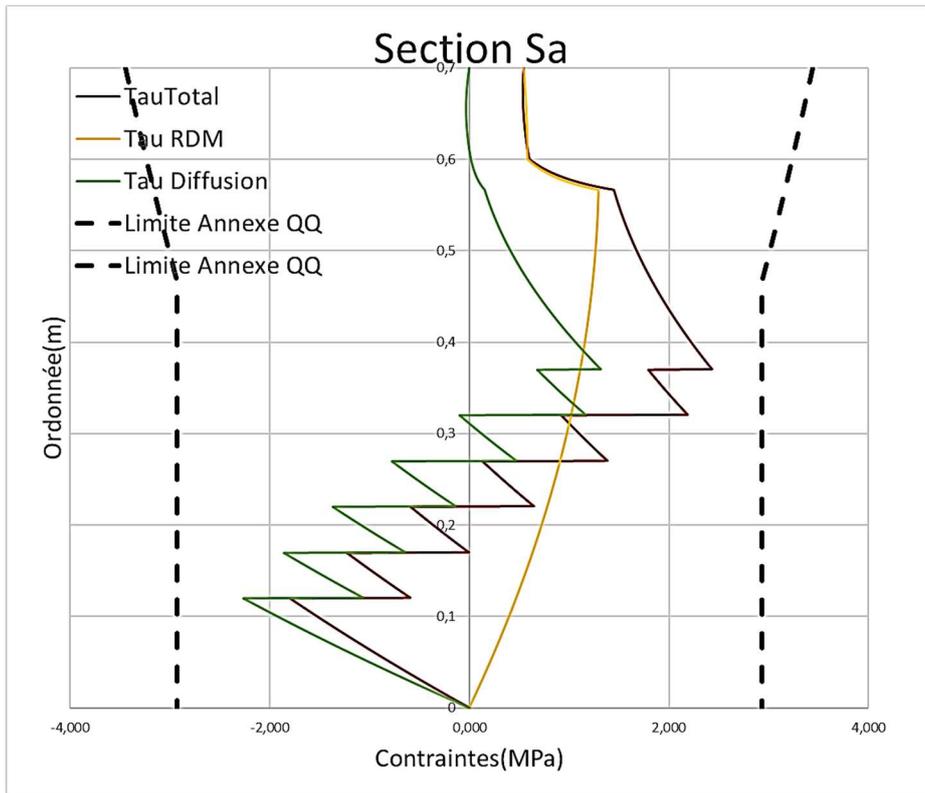


Figure 14 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (annexe QQ) pour Sa

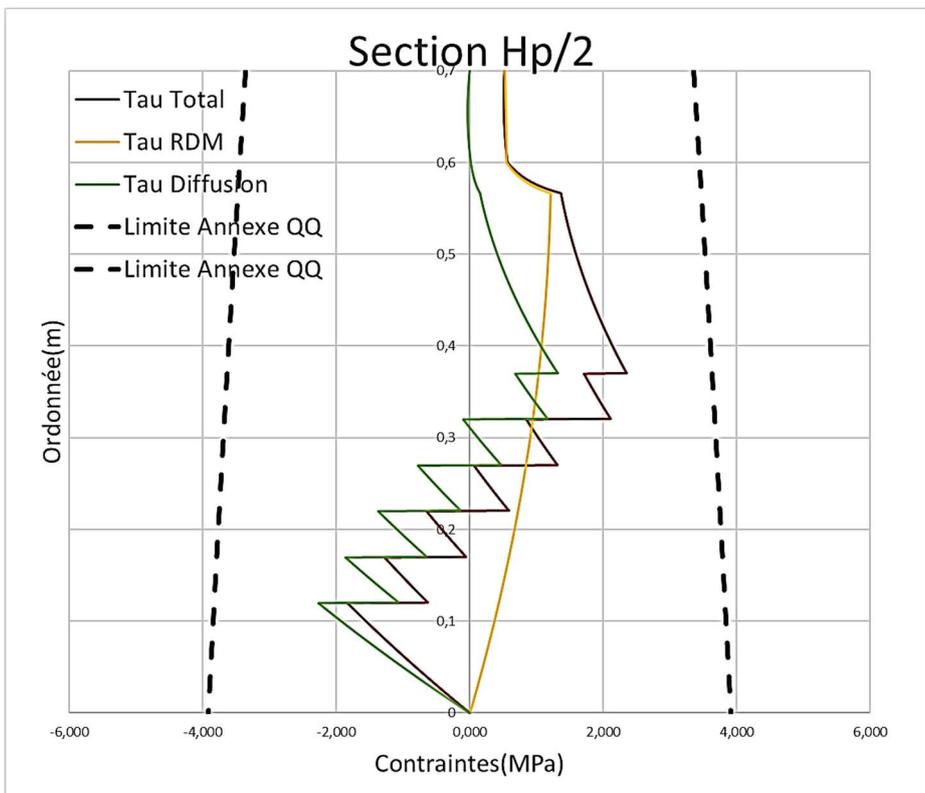


Figure 15 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (annexe QQ) pour Sm

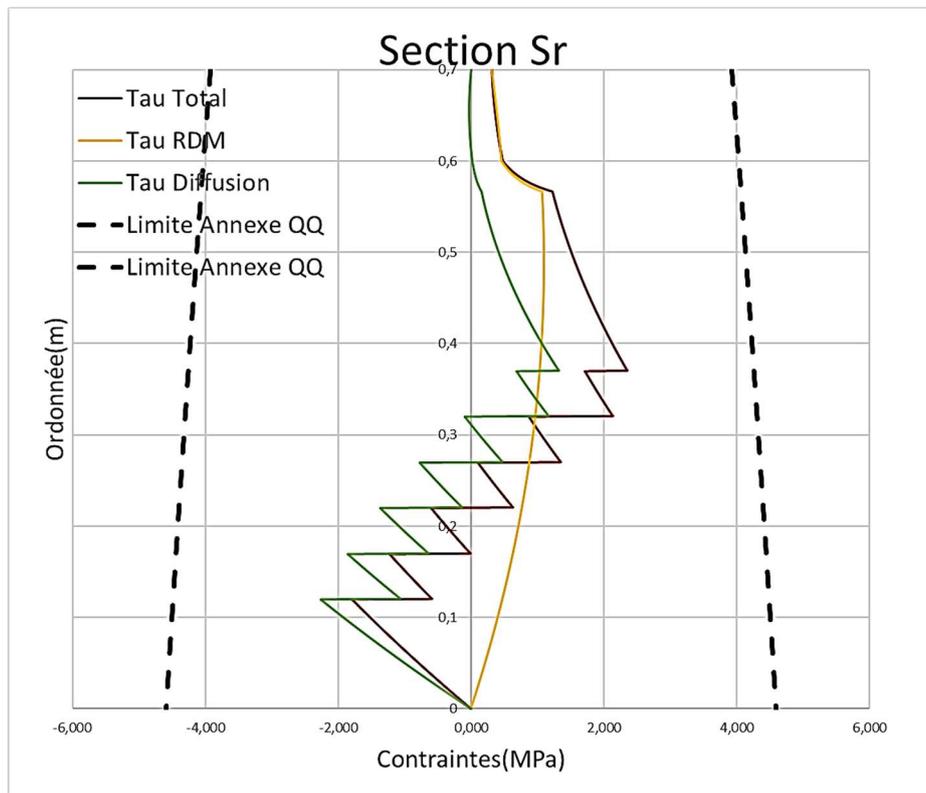


Figure 16 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (annexe QQ) pour Sr

III.5 Calcul de la quantité d'aciers $A_{diffusion}$

Le calcul de la quantité d'aciers $A_{diffusion}$ doit être effectué à l'ELU pour les différentes phases de construction. Dans cet exemple, le calcul est effectué à la mise en service selon les résultats décrits dans le paragraphe III.3 de cet article.

D'après le tableau 7 et la formule (5.2) :

$$\tau_{u,max} \cdot \gamma_{p_{unfav}} = 2.187 \cdot 1.2 = 2.625 \text{ MPa}$$

D'après les données :

$$b_0 = 0.18 \text{ m}$$

En utilisant des aciers passifs de résistance :

$$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

Il est alors possible d'obtenir la quantité d'aciers de diffusion selon la formule (5.1) :

$$\frac{A_{diffusion}}{St} = 10.86 \text{ cm}^2/ml$$

Avec le blochet, le calcul donne :

$$\frac{A_{diffusion}}{St} = 14.1 \text{ cm}^2/ml$$

IV. Conclusions

L'application du seul critère de diffusion de la précontrainte de l'annexe 4 du BPEL99 [1] est jugée trop favorable pour vérifier le béton et peut conduire à des justifications erronées du béton à la mise en service sous l'effet du cisaillement cumulé de la diffusion de la précontrainte et des efforts externes. Le Cerema préconise dans le cadre de l'Eurocode d'appliquer le critère de l'annexe QQ de l'Eurocode 1992-2 [3] pour la justification sous l'effet cumulé du tranchant et de la diffusion de la précontrainte aux abouts des poutres PRAD. Les vérifications doivent s'effectuer à l'ELS caractéristique en phase de relâchement des armatures du banc de précontrainte, à la mise sur appuis provisoires sur site avant clavage et, en phase d'exploitation, à la mise en service et à l'infini le cas échéant. Deux situations sont encore à traiter : les ponts en chaînage (appuis définitifs sous poutres) ainsi que la phase de pose sur appuis provisoires dans la zone d'about. L'article ne décrit pas explicitement le calcul des sollicitations dans ces deux derniers cas, mais le critère de justification proposé devrait rester applicable.

V. Annexe : calculs dans la phase de relâchement des bancs

Caractéristiques des matériaux

Les résistances des bétons au relâchement des armatures du banc à $t_0 = 1$ jour depuis le bétonnage des poutres (traitement thermique utilisé) sont :

$$f_{ck_{poutre}} = 37 \text{ MPa} ; f_{ctm_{poutre}} = 2.88 \text{ MPa} ; f_{ctk0.05_{poutre}} = 2.02 \text{ MPa}$$

Contraintes dans les armatures de précontrainte

Concernant la précontrainte, les valeurs des tensions sont les suivantes :

Numéro de groupe des armatures de pré-tension	Nombre	Position z /talon poutre	Tension(t_s)/toron
1	3	0.120 m	0 MPa (gainés)
2	2	0.120 m	1355.5 MPa
3	2	0.170 m	1365.0 MPa
4	2	0.220 m	1374.4 MPa
5	2	0.270 m	1383.9 MPa
6	2	0.320 m	1393.3 MPa
7	1	0.370 m	1402.7 MPa

Tableau 13 : Valeurs des tensions dans la phase de relâchement des bancs

Ces tensions induisent les efforts de précontrainte ci-dessous :

$$N_{prec}(t_s) = 2105 \text{ kN}$$

valeur sensiblement égale à la valeur du Tableau 14 (impression de la position de récupération dans le modèle).

Efforts dans la phase de relâchement des bancs

Les efforts dans la poutre au relâchement des bancs sont les suivants :

Précontrainte isostatique			
	Section S_a	Section S_m	Section S_r
Moment (kN.m)	0	182,93	381,91
Effort normal (kN)	0	1009,6	2112,5
Effort tranchant (kN)	0	0	0

Tableau 14 : Tenseur d'efforts de précontrainte isostatique en phase de relâchement des bancs

Poutre seule			
	Section S_a	Section S_m	Section S_r
Moment (kN.m)	0	-26,321	-78,197
Effort Normal (kN)	0	0	0
Effort Tranchant (kN)	54,34	50,944	43,472

Tableau 15 : Tenseur des autres efforts dans la poutre seule, en phase de relâchement des bancs

Les efforts dans la poutre composite sont nuls car le hourdis n'existe pas dans cette phase.

Calcul des contraintes

L'équilibre des efforts de diffusion donne dans les sections S_a , $\frac{H_{poutre}}{2}$ et S_r :

N°	Z (m)	b_w (m)	X_A (MN)	$\sigma_{prec}(S_r)$ (MPa)	X_R (MN)	F_p (MN)	$\tau_{diffusion,moy}$ (MPa)
1	0,7	1	0	0,881	0,000	0,000	0,000
2	0,601	1	0	3,290	-0,207	0,000	0,161
3	0,550	0,18	0	4,511	-0,319	0,000	1,353
4	0,370	0,18	0	8,870	-0,536	0,000	2,313
5	0,358	0,18	0	9,158	-0,555	0,196	1,552
6	0,321	0,18	0	10,074	-0,621	0,196	1,834
7	0,270	0,18	0	11,295	-0,717	0,584	0,575
8	0,221	0,18	0	12,500	-0,824	0,970	-0,633
9	0,200	0,18	0	13,009	-0,872	1,354	-2,060
10	0,169	0,28	0	13,738	-0,966	1,735	-2,108
11	0,120	0,45	0	14,942	-1,230	2,113	-1,525
12	0	0,45	0	17,843	-2,113	2,113	0,000

Tableau 16 : Contraintes de cisaillement – Phase de relâchement des bancs – ELS caractéristique

Les contraintes tangentielles τ et normales σ_x en S_a , en $\frac{H_{poutre}}{2}$ et en S_r sont les suivantes

$x = 0 \text{ m (Sa)}$							
N°	Z (m)	b_w (m)	τ_{RDM} (MPa)	τ_{total} (MPa)	σ_{prec} (MPa)	σ_{RDM} (MPa)	σ_{total} (MPa)
1	0,7	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,601	1	0,080	0,403	0,000	0,000	0,000
3	0,550	0,18	0,533	3,239	0,000	0,000	0,000
4	0,370	0,18	0,570	5,196	0,000	0,000	0,000
5	0,358	0,18	0,568	3,672	0,000	0,000	0,000
6	0,321	0,18	0,558	4,226	0,000	0,000	0,000
7	0,270	0,18	0,537	1,687	0,000	0,000	0,000

8	0,221	0,18	0,508	-0,757	0,000	0,000	0,000
9	0,200	0,18	0,489	-3,632	0,000	0,000	0,000
10	0,169	0,28	0,294	-3,921	0,000	0,000	0,000
11	0,120	0,45	0,147	-2,903	0,000	0,000	0,000
12	0	0,45	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000

Tableau 17 : Contraintes normales en S_a – Phase de relâchement des bancs – ELS caractéristique

			$x = H_{poutre}/2$ (Sm)				
N°	Z (m)	b_w (m)	τ_{RDM} (MPa)	τ_{total} (MPa)	σ_{prec} (MPa)	σ_{RDM} (MPa)	σ_{total} (MPa)
1	0,7	1	0,000	0,000	0,414	0,475	0,889
2	0,601	1	0,075	0,398	1,567	0,309	1,876
3	0,550	0,18	0,499	3,206	2,152	0,225	2,377
4	0,370	0,18	0,535	5,161	4,240	-0,075	4,165
5	0,358	0,18	0,533	3,636	4,378	-0,095	4,283
6	0,321	0,18	0,523	4,192	4,817	-0,158	4,659
7	0,270	0,18	0,504	1,653	5,402	-0,243	5,159
8	0,221	0,18	0,476	-0,789	5,979	-0,326	5,653
9	0,200	0,18	0,458	-3,662	6,223	-0,361	5,862
10	0,169	0,28	0,275	-3,940	6,572	-0,411	6,161
11	0,120	0,45	0,138	-2,912	7,149	-0,494	6,655
12	0	0,45	0,000	-0,001	8,538	-0,694	7,844

Tableau 18 : Contraintes normales en $H_{poutre}/2$ – Phase de relâchement des bancs – ELS caractéristique

			$x = Lr$ (Sr)				
N°	Z (m)	b_w (m)	τ_{RDM} (MPa)	τ_{total} (MPa)	σ_{prec} (MPa)	σ_{RDM} (MPa)	σ_{total} (MPa)
1	0,7	1	0,000	0,000	0,881	1,412	2,293
2	0,601	1	0,064	0,225	3,290	0,918	4,208
3	0,550	0,18	0,426	1,779	4,511	0,668	5,179
4	0,370	0,18	0,456	2,769	8,870	-0,224	8,646
5	0,358	0,18	0,455	2,006	9,158	-0,283	8,875
6	0,321	0,18	0,447	2,281	10,074	-0,471	9,603
7	0,270	0,18	0,430	1,004	11,295	-0,721	10,575
8	0,221	0,18	0,407	-0,226	12,500	-0,967	11,532
9	0,200	0,18	0,391	-1,669	13,009	-1,072	11,937
10	0,169	0,28	0,235	-1,873	13,738	-1,221	12,517
11	0,120	0,45	0,117	-1,408	14,942	-1,467	13,475
12	0	0,45	0,000	0,000	17,843	-2,061	15,781

Tableau 19 : Contraintes normales en S_r – Phase de relâchement des bancs – ELS caractéristique

A partir des contraintes de cisaillement et des contraintes normales (équations 4.3 et 4.4), il est alors possible de calculer les contraintes principales σ_I et σ_{III} :

N°	Z (m)	b _w (m)	x = 0 m		x = H _{poutre} /2		x = Lr	
			σ _I (MPa)	σ _{III} (MPa)	σ _I (MPa)	σ _{III} (MPa)	σ _I (MPa)	σ _{III} (MPa)
1	0,7	1	0,000	0,000	0,000	0,889	0,000	2,293
2	0,601	1	-0,403	0,403	-0,081	1,957	-0,035	4,220
3	0,550	0,18	-3,239	3,239	-2,230	4,608	-1,475	5,732
4	0,370	0,18	-5,196	5,196	-3,482	7,647	-2,349	9,457
5	0,358	0,18	-3,672	3,672	-2,078	6,361	-1,250	9,307
6	0,321	0,18	-4,226	4,226	-2,466	7,125	-1,522	10,118
7	0,270	0,18	-1,687	1,687	-0,484	5,644	-0,231	10,669
8	0,221	0,18	-0,757	0,757	-0,108	5,761	-0,064	11,537
9	0,200	0,18	-3,632	3,632	-1,760	7,622	-1,069	12,166
10	0,169	0,28	-3,921	3,921	-1,921	8,082	-1,158	12,791
11	0,120	0,45	-2,903	2,903	-1,095	7,749	-0,611	13,620
12	0	0,45	-0,001	0,001	0,000	7,844	0,000	15,781

Tableau 20 : Contraintes principales– Phase de relâchement des bancs – ELS caractéristique

Les contraintes ainsi calculées, il est alors possible d'évaluer la contrainte limite $\tau_{lim}(Z_c, x)$ selon l'équation (4.5).

N°	Z (m)	b _w (m)	x = 0 m	x = H _{poutre} /2	x = Lr
			τ _{lim} (MPa)	τ _{lim} (MPa)	τ _{lim} (MPa)
1	0,7	1	1,964	2,336	2,807
2	0,601	1	1,964	2,679	3,312
3	0,550	0,18	1,964	2,832	3,528
4	0,370	0,18	1,964	3,302	4,147
5	0,358	0,18	1,964	3,330	4,181
6	0,321	0,18	1,964	3,415	4,286
7	0,270	0,18	1,964	3,524	4,416
8	0,221	0,18	1,964	3,625	4,533
9	0,200	0,18	1,964	3,667	4,580
10	0,169	0,28	1,964	3,725	4,644
11	0,120	0,45	1,964	3,817	4,743
12	0	0,45	1,964	4,021	4,947

Tableau 21 : Contraintes τ_{lim} – Phase de relâchement des bancs – ELS caractéristique

Dépassement du critère

Sur les courbes suivantes, la contrainte de cisaillement τ_{total} est comparée à τ_{lim} pour les différentes abscisses x :

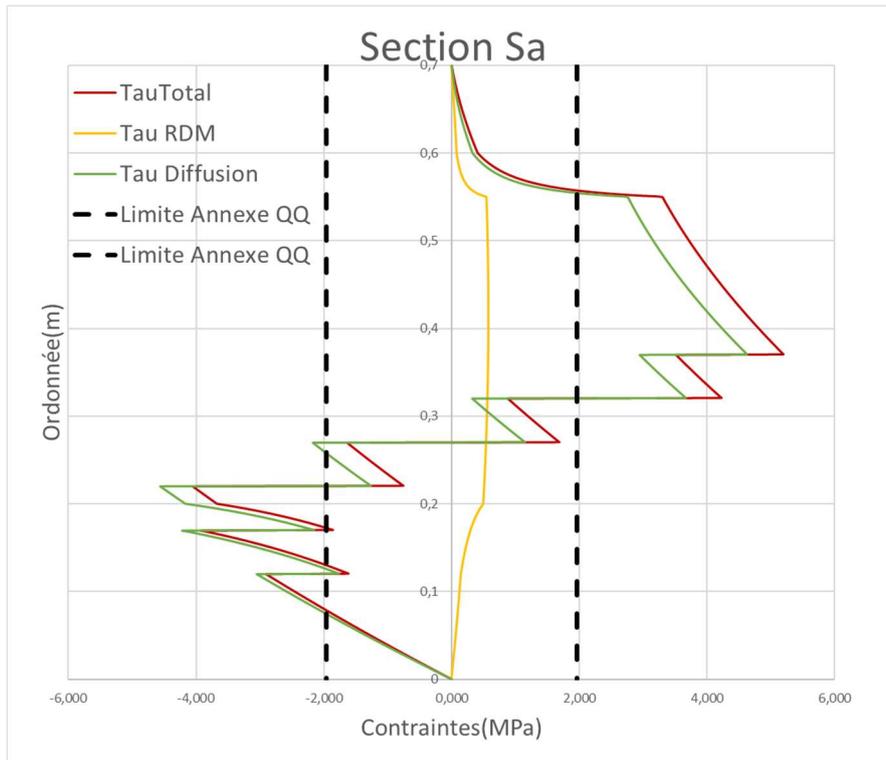


Figure 17 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (Annexe QQ) pour Sa

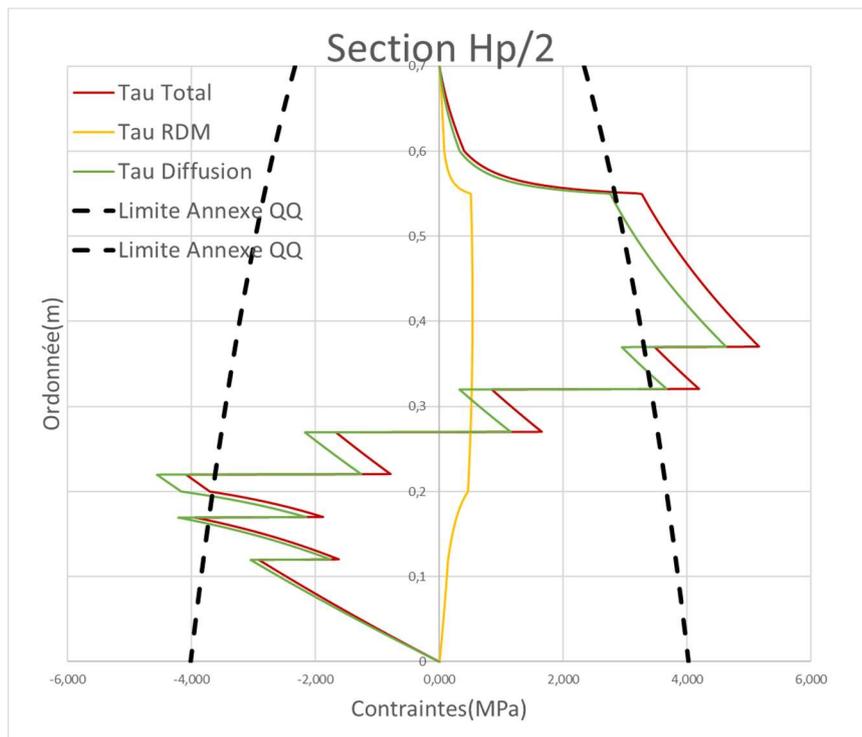


Figure 18 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (Annexe QQ) pour Sm

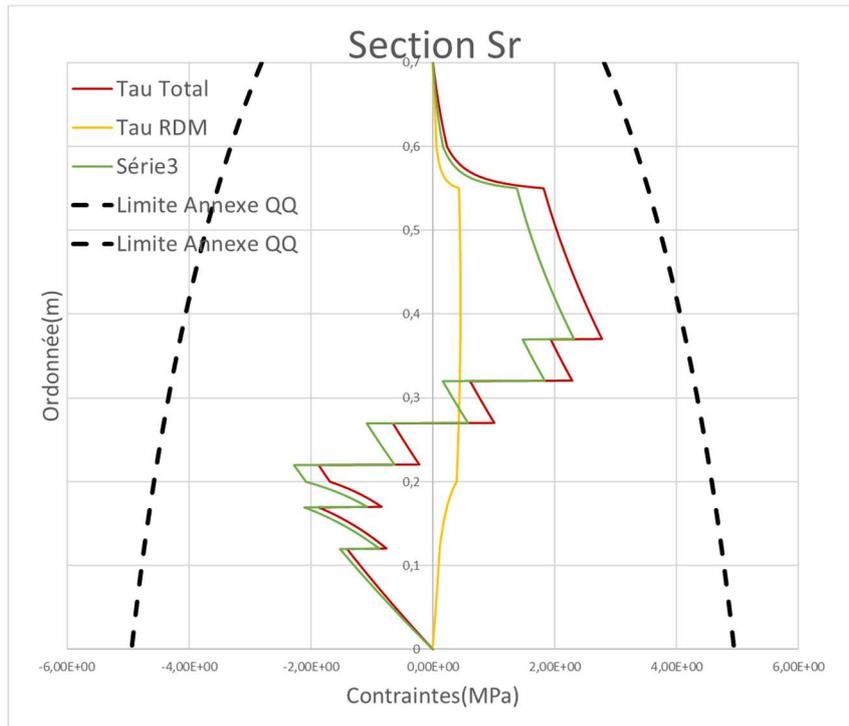


Figure 19 : Contraintes de cisaillement et limites de cisaillement (Annexe QQ) pour Sr

Calcul des aciers

Calcul de la quantité d'acier $A_{diffusion}$ au relâchement :

D'après la formule (5.2) et le tableau 16 :

$$\tau_{u,max} \cdot \gamma_{p_{unfav}} = 2.313 \cdot 1.2 = 2.776 \text{ MPa}$$

D'après les données :

$$b_0 = 0.18 \text{ m}$$

En utilisant des aciers passifs de résistance

$$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

il est possible d'obtenir la quantité d'aciers de diffusion selon la formule (5.1) :

$$\frac{A_{diffusion}}{St} = 11.5 \text{ cm}^2/ml$$

Avec le blochet, le calcul donne :

$$\frac{A_{diffusion}}{St} = 15.0 \text{ cm}^2/ml$$

On remarque que le calcul donnera une quantité d'aciers maximale pour la phase de relâchement des bancs. Le calcul des aciers peut être fait uniquement pour cette phase.

VI. Références bibliographiques

- [1] BPEL 91 révisé 99 (1999) ou Fascicule n°62 – Titre I – Section II du CCTG
- [2] Norme NF EN 1992-1-1 Calcul des structures en béton
- [3] Norme NF EN 1992-2 Calcul des structures en béton
- [4] Guide méthodologique Setra : « Diffusion des efforts concentrés – Efforts de précontrainte et des appareils d'appuis »
- [5] Guide méthodologique Setra : «Eurocode 2 - Application aux ponts-routes en béton» Setra, 2008 :
- [6] Dossier Pilote PRAD 73 du Setra

Les brèves du CTOA

Publication de la norme NF P95-104 sur la précontrainte additionnelle

La série des normes NF P95-101 à NF P95-107 concerne les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages d'art et de génie civil.

Rédigée dans les années 1990, cette série de normes est en cours de réécriture. Après la norme NF P95-103 relative au traitement des fissures et à la protection du béton en 2014, puis la norme NF P95-101 relative à la reprise du béton dégradé superficiellement en 2017, la nouvelle version de la norme NF P95-104 relative à la réparation des ouvrages en béton par précontrainte additionnelle vient d'être publiée.

La reprise de la précédente norme datant de 1992 était notamment motivée par des références normatives et bibliographiques obsolètes et des difficultés posées aux utilisateurs par certaines dispositions constructives et par certains aspects du chapitre consacré aux calculs.

Cette norme est harmonisée avec les autres normes de la série et avec les Eurocodes pour la partie relative aux calculs. Celle-ci a été déplacée en annexe informative et est présentée comme un guide d'application de la formule 6.25 de l'article 6.2.5 de l'Eurocode 2-1-1.

La norme traite d'une part, des études et travaux préliminaires, des prescriptions d'emploi des produits, systèmes et procédés de réparation, d'autre part, de la réalisation des travaux et enfin, des essais, contrôles et conditions de réception des travaux.

Mise à jour des bibles OA du logiciel Petra

Des mises à jour des bibles OA du système Petra ont été mises en ligne sur le site PILES du Cerema fin décembre 2019.

La nouvelle bible OA neufs, appelée OA002000, tient désormais compte du nouveau guide UGE/IFSTTAR sur la réaction sulfatique interne et les textes du CCTP relatifs aux coordonnées géographiques ont été mis en conformité avec le décret 2019-165 du 5 mars 2019 et avec l'arrêté du 5 mars 2019.

La nouvelle bible Réparation des ouvrages, appelée RE002000, intègre différents points d'ordre général, notamment en lien avec le fascicule 65 de CCTG de 2018 et, comme pour la bible OA neufs, les textes du CCTP relatifs aux coordonnées géographiques ont été mis en conformité avec le décret 2019-165 du 5 mars 2019 et avec l'arrêté du 5 mars 2019.

Ces nouvelles bibles sont à télécharger sur le site PILES du Cerema (piles.cerema.fr)

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 - CTOA

Crédits photos de la couverture › Jérôme Balleydier pour la Région Réunion

Crédits photos › Région Réunion, Département du Pas-de-Calais, Cerema

ISBN : 978-2-37180-442-5

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

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

Aménagement et cohésion des territoires - Ville et stratégies urbaines - Transition énergétique et climat - Environnement et ressources naturelles - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Infrastructures de transport - Habitat et bâtiment

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

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

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