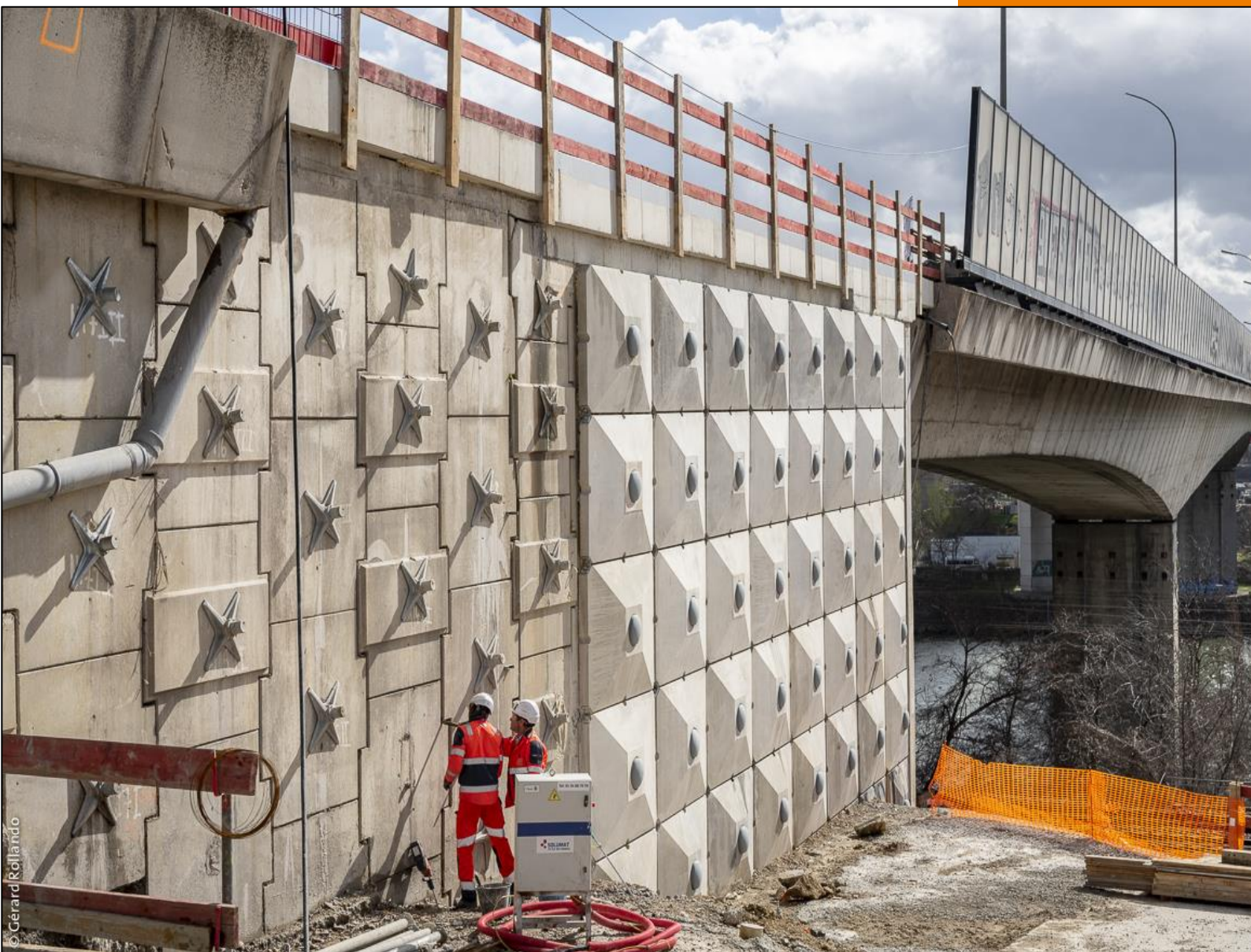


Bulletin Ouvrages d'Art

n°77



Décembre 2020

Sommaire

■ Les projets

Réparation d'un mur en Terre Armée effondré, sur l'A15, à Argenteuil	5
<i>Victor Martinet, Lionel Fix, Timothée Guivarch</i>	

■ La méthodologie

Réponse temporelle d'un tablier de pont soumis à une rafale de vent	37
<i>Antoine Théodore</i>	
Pose et dépose d'ouvrages d'art à l'aide de chariots automoteurs	53
<i>Daniel de Matteis</i>	

■ Les brèves

Publication de la Spécification Technique XP CEN/TS 17440	77
Erratum à un article publié dans le BOA n°74 d'octobre 2018	78
Application APREDIRE de recensement des dispositifs de retenue routiers marqués CE	79

■ Les dernières publications OA du Cerema

Guide Analyse des risques appliquée aux murs en maçonnerie	81
Note de sensibilisation des gestionnaires de ponts suspendus.....	82

Remerciements : Le bulletin OA du Cerema remercie toutes les personnes qui ont contribué à la mise au point et à la validation des articles publiés dans ce numéro : Emmanuel Bouchon, Jean Gual, Renaud Léglise et Pierre Peyrac.

Version : 1b du 16 décembre 2020

Directeur de la publication › Pascal BERTEAUD

Directeur délégué › David ZAMBON

Comité éditorial ›
Christophe AUBAGNAC (Cerema CE) - tél. : 03 85 86 67 02
Jean-François BARTHÉLÉMY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 27
Gaël BONDONET (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 81
Jean-Christophe CARLES (Cerema Med) - tél. : 04 42 24 76 86
Pierre CORFDIR (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 56
Bruno GODART (Université Gustave Eiffel) - 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 › Réparation d'un mur en Terre Armée sur l'autoroute A15 (95) – Photo DiRIF

Réparation d'un mur en Terre Armée après son effondrement, sur l'A15, à Argenteuil

Victor Martinet¹, Lionel Fix², Timothée Guivarch³

¹ DiRIF/Département Ouvrages d'Art, 65 avenue Faidherbe, 93 315 Le Pré-St-Gervais, victor.martinet@developpement-durable.gouv.fr

² Cerema/DTerIdeF/Département Géoscience et Risques, Immeuble les Dolomites Bât D 58 rue Roger Salengro 94 120 Fontenay-sous-Bois, lionel.fix@cerema.fr

³ SOGEA IdeF, VINCI Construction, ZI des Richardets, 3 allée des Performances, 93 160 Noisy Le Grand, timothee.guivarch@vinci-construction.fr

Résumé

Construite dans les années soixante-dix, l'autoroute A15, au niveau d'Argenteuil et de Gennevilliers, permet le franchissement de la Seine à environ 200 000 véhicules par jour, ce qui en fait un des axes structurants les plus importants du réseau routier de la Direction des Routes d'Ile-de-France (DiRIF). Le 15 mai 2018, un mur en Terre Armée soutenant le remblai d'accès au nord de la Seine s'effondre et entraîne immédiatement la fermeture de cette autoroute. Cet article retrace l'ensemble des opérations, de la découverte du sinistre à la réouverture complète de l'autoroute, en explicitant les différentes pistes explorées pour arriver à un résultat satisfaisant tant pour les usagers de la route que pour la pérennité des infrastructures.

Remerciements

Les auteurs de cet article souhaitent remercier :

- l'ensemble de l'équipe ayant assuré la maîtrise d'œuvre de ce chantier, en particulier D. Cuzard, G. Scaron, G. Damien, F. Dias et P. Peyrac ;
- les équipes du Cerema qui ont assuré l'assistance à maîtrise d'œuvre et le contrôle extérieur de ce chantier, en particulier V. Da Silva, C. Maurel, S. Kenouche, C. Phips, B. Lieutaud, A. Abdoulhousen et J. Renault ;
- les équipes des différentes entreprises et en particulier M. Lameiras, G. Chastaing, M. Boulanger, C. Valeray, J. Chery et P. Onfroy ;
- les représentants de la maîtrise d'ouvrage et de l'exploitant, en particulier S. Mangiante, A. Monteil, T. Godefroy et T. Walliser ;
- la cellule communication de la DiRIF : F. Valsangiacomo et R. Leroy.

I. Histoire d'un effondrement

I.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage en Terre Armée objet du présent article a été réalisé en 1974. Il est situé au niveau de la culée nord du viaduc ouest de Gennevilliers qui porte le sens Province-Paris de l'autoroute A15. Le trafic supporté par cet axe est d'environ 200 000 véhicules par jour.

Construit en 1974, le viaduc ouest portait initialement les deux sens de circulation de l'A15, soit cinq voies. Il a été doublé en 1991 par un deuxième ouvrage et, depuis cette date, ne porte plus que le sens Province-Paris (cf. figure 1).

Située en bord de Seine, la zone est fortement contrainte en termes d'accès. Outre l'autoroute A15, on trouve au nord du mur une rue pavillonnaire, la rue des Déserts, et au sud, en contrebas, une voie ferrée qui longe la Seine et passe devant la culée de l'ouvrage ainsi qu'une voie d'accès au quai Saint-Denis appelée rue des Grands Saules. Une végétation importante est également présente (cf. figure 2).



Figure 1 : Vue satellite du site



Figure 2 : Photo de la zone avant l'effondrement

Le remblai d'accès à la culée en Terre Armée a une hauteur qui varie de 12 m près du viaduc à 4 m à son extrémité nord. La culée du viaduc, fondée sur pieux, est indépendante du remblai d'accès (cf. figure 3). Le mur de front de la culée est également constitué en Terre Armée (cf. figure 4).

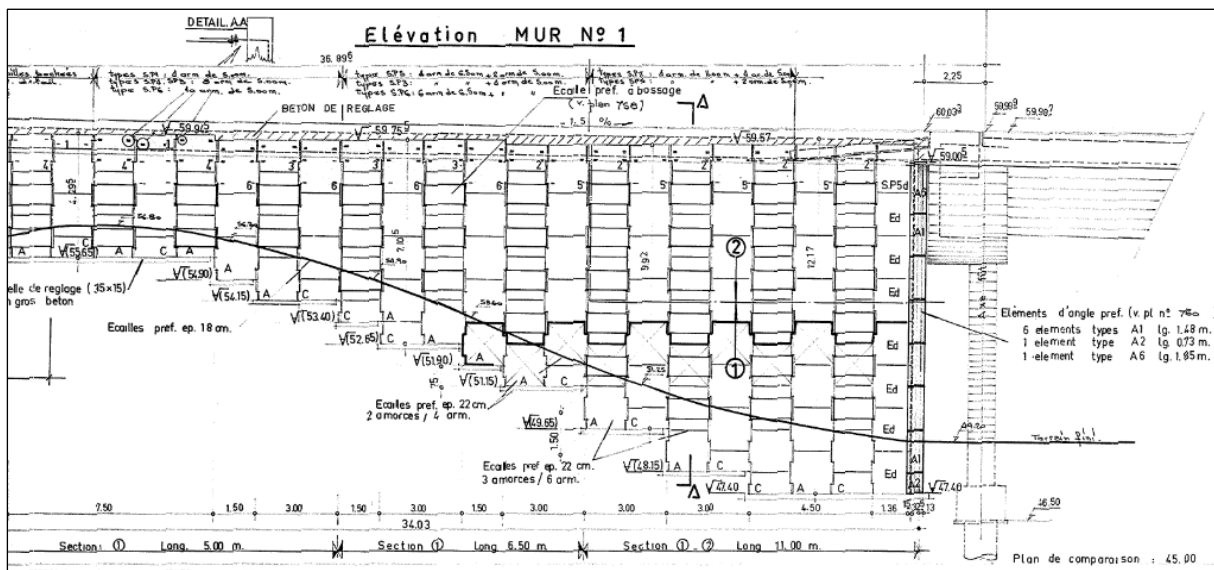


Figure 3 : Elévation du mur latéral en Terre Armée de la culée nord de l'ouvrage

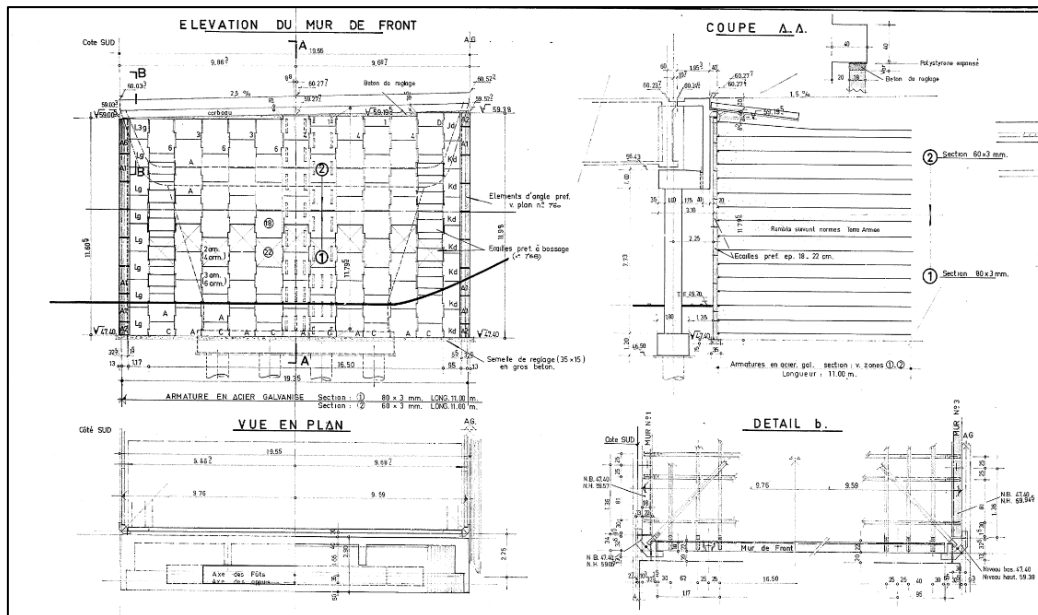


Figure 4 : Vues de face et de côté du mur de front de la culée nord du viaduc

I.2 Découverte du sinistre



Figure 5 : Photo prise lors de la découverte de l'effondrement

Le 15 mai 2018, le mur latéral de soutènement en Terre Armée de la culée nord du viaduc de Gennevilliers s'est effondré. La DiRIF, en lien avec la gendarmerie et les pompiers, ferme l'autoroute A15 dans le sens Province-Paris en pleine journée provoquant des embouteillages sans précédent sur les communes du Val d'Oise situées à proximité, en particulier Argenteuil, Sannois et Saint Gratien. Le Département Ouvrages d'Art (DOA), service spécialisé de la DiRIF, est sollicité le jour même pour venir constater les dégâts, élaborer en urgence le diagnostic et

déterminer les mesures à prendre pour mettre en sécurité les usagers et les ouvrages endommagés dans l'hypothèse d'une réouverture partielle.

Le lendemain, le 16 mai, une réunion technique est organisée par le DOA au Pré Saint-Gervais en présence des experts géotechniques et ouvrages d'art de la Dter IdeF du Cerema pour :

- évaluer le périmètre fragilisé [1] ;
- définir les mesures conservatoires à prendre d'urgence ;
- définir les compétences à mobiliser ;
- rechercher des solutions permettant de rétablir la circulation de l'A15 dans le sens Province-Paris dans les meilleurs délais.



Figure 6 : Vue détaillée de l'effondrement



Figure 7 : Fouille

Le 17 mai, une fouille est organisée au niveau des deux voies rapides de l'autoroute de manière à vérifier l'état des armatures du mur de front à l'arrière de la dalle de transition du viaduc. En effet, les deux voies rapides sont suffisamment éloignées de la zone de désordres pour ne pas être impactées par l'effondrement.

Les armatures mises au jour, d'une épaisseur de 3,5 mm et de 80 mm de largeur, ne présentent pas de trace de corrosion et sont en bon état apparent. De plus, les dimensions attendues sont, sur les plans, une épaisseur de 3 mm et une largeur de 60 mm en tête d'ouvrage, ce qui laisse présager d'une marge de sécurité prise à l'époque.

Le 18 mai, le laboratoire de Nancy a analysé les différents échantillons provenant des fouilles. Les essais de traction réalisés permettent de confirmer qu'aucune perte de résistance n'est constatée. Le mur de front en Terre Armée sous les deux voies rapides ne présente donc pas de risque de rupture en cas de réouverture de ces deux voies.

Le 19 mai, les deux voies rapides de l'autoroute sont rouvertes à la circulation après la mise en place d'un balisage lourd interdisant l'accès aux deux voies lentes et à la BAU, permettant ainsi de s'assurer que la circulation reste suffisamment loin de la zone effondrée.

À l'issue de ces quatre jours, la situation reste peu acceptable pour les usagers de la route et une grande incertitude pèse encore sur la stabilité de la zone effondrée.

1.3 Gestion de la crise

Outre la problématique purement ouvrage d'art, ce type d'évènement mobilise de manière importante de nombreux services de l'État et des collectivités sur une longue période jusqu'à la résolution du problème. En effet, les répercussions importantes sur toute la région nécessitent d'adapter l'offre de déplacements et la communication à l'utilisateur.

Études de trafic

Ces études ont été menées conjointement par les services de la DiRIF et de la DRIEA-IF pour identifier l'origine des usagers de l'A15 (cf. figure 8) et pouvoir leur proposer des itinéraires ou des modes de transport alternatifs.

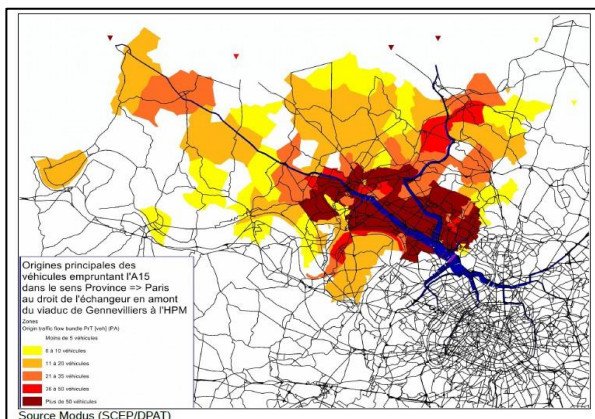


Figure 8 : Origines des véhicules en amont de l'ouvrage

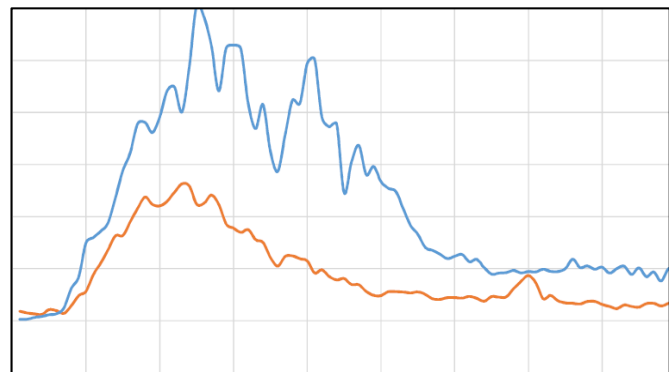


Figure 9 : Temps de parcours pour l'itinéraire N184 → A86 en fonction de l'heure de la journée (en bleu pour novembre 2018, en orange pour décembre 2018)

À la suite de l'effondrement, avec deux voies de circulation en moins, les allongements de parcours constatés étaient de l'ordre de 20 minutes par rapport à une situation normale. Ensuite, certains usagers ayant trouvé d'autres modalités de déplacement, les allongements de temps de parcours ont été divisés par deux par rapport aux premières semaines de restrictions avec un allongement moyen estimé à 10 minutes.

Il est constaté une baisse du trafic journalier de -12 % par rapport à septembre 2017. Cette baisse atteint 22 % à l'heure de pointe du matin, soit 2200 véhicules/heure en moins qui ont pris d'autres itinéraires ou choisi d'autres solutions de mobilité.

Sur la première semaine après la réouverture de la troisième voie, on constate une nette amélioration du trafic (cf. figure 9). En heure de pointe du matin, le temps de parcours pour l'itinéraire N184 → A86 par l'A15 passe de 40 minutes en novembre 2018 (courbe bleue) à 23 minutes en décembre 2018 (courbe orange). En heure de pointe du soir, il n'y a plus de congestion et la congestion ne perdure plus au-delà de 10 h dorénavant.

Recherche de solutions d'urgence

Après avoir réalisé que la réparation prendrait plusieurs mois et compte tenu de l'importante gêne à l'usager, il a été convenu d'étudier toutes les solutions possibles pour permettre de rendre la situation plus acceptable.

Plusieurs pistes ont été explorées comme la mise en place d'un pont de secours mais cette solution a rapidement été abandonnée compte tenu des difficultés pour la mettre en œuvre. En effet, la portée effondrée est trop importante par rapport aux éléments disponibles au Centre National des Ponts de Secours (CNPS) et nécessiterait la mise en œuvre d'un appui intermédiaire au droit de la zone effondrée. Il y aurait ainsi un risque important de déstabilisation de cette zone et sa mise en œuvre compliquerait énormément les travaux de mise en sécurité et encore plus les travaux de la réparation définitive. De plus, s'agissant de la voie lente, l'ouvrage provisoire devrait être suffisamment dimensionné pour reprendre l'ensemble du trafic de poids lourds.

D'autres pistes étudiées concernaient la limitation du trafic sur cet axe en limitant le trafic poids lourds, en proposant des itinéraires adaptés de déviation ou encore en proposant des modes de circulation différents. A titre d'exemple, des échanges ont eu lieu avec des supermarchés situés à proximité des gares pour permettre aux usagers de stationner sur leur parking et de privilégier les transports en commun.

Une autre solution consistait à utiliser des voies du viaduc de l'autre sens de circulation mais cette solution présentait des difficultés de raccordement des voies au niveau de l'échangeur A15/A86 et aurait présenté des risques de sécurité pour l'usager. De plus, pour un résultat efficient vis-à-vis du trafic pendulaire, une signalisation différente le soir et le matin aurait dû être mise en place.

Gestion de la communication

Un autre aspect important de ce type de crise, qui mobilise des moyens humains importants, est la communication auprès des usagers via les médias, les communiqués internes (Sytaadin, site internet) ou les autres services publiques (préfectures, conseils départementaux, etc.).

Il a ainsi fallu répondre rapidement aux différentes sollicitations et surtout être le vecteur principal de l'information pour éviter que celle-ci se retrouve erronée voire complètement fautive dans les médias. A titre d'exemple, il a longtemps été question de l'effondrement du viaduc de Gennevilliers... Par ailleurs, il a également fallu limiter l'accès au site, car de nombreuses personnes souhaitaient y venir pour prendre des photos en oubliant qu'il s'agissait d'une zone de chantier qui présente des risques et où il convient de s'équiper correctement avant d'y pénétrer.

1.4 Les origines de l'effondrement

Comment en est-on arrivé là ? Ce genre de catastrophe reste heureusement exceptionnel et est bien souvent la combinaison de plusieurs facteurs.

L'aléa principal à considérer est la corrosion des armatures à l'intérieur du remblai qui est provoquée par les infiltrations d'eau dans celui-ci mais plusieurs autres facteurs sont également à prendre en compte.

En période hivernale, lorsque l'autoroute A15 fait l'objet d'opérations de salage pour des raisons de sécurité, l'eau qui pénètre à l'intérieur du remblai transporte des ions chlorure qui aggravent le phénomène de corrosion. Ceux-ci permettent en particulier d'amorcer le phénomène en réagissant avec la couche de passivation qui protège initialement l'acier.

De plus, la géométrie de la chaussée est pentée de manière à ce que l'eau soit dirigée vers les voies lentes, au droit du mur, pour ensuite être évacuée vers les corniches caniveaux et l'assainissement de l'ouvrage. Cependant, plusieurs facteurs ont conduit à des infiltrations dont le volume a dépassé celui que l'ouvrage pouvait supporter. Tout d'abord, du fait de travaux d'élargissement, la structure doit récupérer un surplus d'eau provenant des deux sens de l'autoroute A15. A cela s'ajoute les contraintes d'exploitation qui n'ont pas permis d'effectuer les opérations d'évacuation des déchets et de curage des fossés à une fréquence en adéquation avec le volume croissant de déchets. Ces facteurs ont pu conduire à une stagnation d'eau en tête de mur, conjuguée à une absence d'étanchéité en tête. De nos jours, une protection des armatures est mise en œuvre à l'aide d'une géomembrane étanche sous le corps de chaussée qui permet de ramener l'eau vers un drain situé à l'arrière du mur (cf. figure 10).

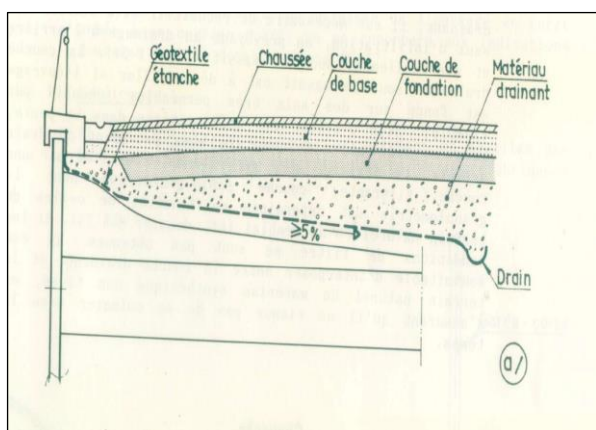


Figure 10 : Etanchéité d'un mur en Terre Armée



Figure 11 : Corrosion perforante d'une armature de Terre Armée

L'ouvrage a été construit en 1974 et présente une vulnérabilité importante vis-à-vis de l'aléa corrosion [2], comme tous les ouvrages en Terre Armée construits avant 1976. A cette époque, les armatures utilisées étaient d'une épaisseur de 3 mm au lieu d'une épaisseur allant aujourd'hui jusqu'à 8 mm localement. De même, l'épaisseur de la protection par galvanisation (zinc) est passée de 25-40 μm à 70 μm actuellement et les méthodes de galvanisation ont également évolué. Dans notre cas, la galvanisation en continu des tôles avant découpage a conduit à avoir des faces latérales non protégées présentant des points de faiblesse vis-à-vis de la corrosion. Par ailleurs, l'épaisseur sacrificielle de métal n'était pas suffisamment prise en compte dans les calculs de l'époque. En outre, la vitesse de corrosion était très importante (0,1 mm/an par endroit) et a conduit à la perforation de l'armature, ce qui témoigne d'une grande agressivité du milieu (cf. figure 11). Enfin, la qualité du laminage du métal est également douteuse comme en atteste la présence de séparations de couches probablement liées à la pénétration des ions chlorures entre elles.

Un autre facteur aggravant est la méconnaissance de l'état des armatures à l'intérieur du remblai. Aucun témoin de durabilité n'ayant à l'époque été mis en place, examiner l'état des armatures est très difficile. La fouille depuis la chaussée reste la meilleure méthode pour localiser un phénomène

de fragilisation de la structure (point d'arrivée des chlorures) mais sa réalisation reste compliquée car elle nécessite presque toujours de couper la circulation. En outre, les armatures examinées pendant une fouille peuvent ne pas être représentatives de l'ensemble de celles présentes dans le massif. Les armatures de Terre Armée mises à jour lors de la fouille effectuée au niveau des voies étaient notamment en parfait état.

Un dernier facteur aggravant est la hauteur du mur. Même si celui-ci n'est pas très élevé (10 m), l'ensemble de la culée est en fait fondé sur un massif de 7 m de haut, lui-même renforcé par un mur en Texsol. Ces éléments n'étaient pas forcément visibles du fait d'une végétation abondante masquant également l'état du confortement en Texsol [3], un matériau composite obtenu par mélange intime et homogène de sol et de fils textiles continus.

1.5 Mise en sécurité du site

La mise en sécurité du site a été une étape importante pour permettre la réalisation des travaux futurs. Elle s'est accompagnée de campagnes de reconnaissance et a dû être menée en privilégiant la sécurité des personnes intervenant sur le site pour les travaux et également les usagers de la route sur l'A15 et les voies attenantes (routes communales et voies SNCF). Par ailleurs, l'ensemble des aménagements se devait d'être compatible avec la suite des travaux et nécessitait donc une réflexion en parallèle pour ne pas avoir à reprendre ces aménagements dans un contexte où les délais de l'opération globale étaient déterminants.

Dans un premier temps, il a fallu aménager le site pour pouvoir y accéder (débroussaillage et déblais) mais aussi permettre ultérieurement l'accès à des engins de chantier (réalisation d'une dalle pour accéder à la zone effondrée) tout en n'engageant pas la stabilité déjà précaire de l'ensemble, en particulier le talus renforcé en Texsol.



Figure 12 : Travaux de la piste d'accès à la zone effondrée



Figure 13 : Ferrailage de la dalle d'accès à la zone effondrée



Figure 14 : Défaillance du système d'assainissement au droit de la zone effondrée



Figure 15 : Interruption des réseaux de l'A15 au droit de la dalle de frottement

Un autre enjeu était la gestion de l'écoulement des eaux pour deux raisons importantes. D'abord, pour garantir la stabilité du talus en place et surtout s'assurer que l'effondrement ne s'aggrave pas. Ensuite, pour permettre les travaux, car le système étant devenu complètement inopérant (cf. figure 14), il était urgent de canaliser les eaux pluviales et de les évacuer vers un système adéquat de manière à pouvoir effectuer les travaux de mise en sécurité. Le curage de l'ensemble de l'assainissement de l'autoroute A15 en amont a aussi été nécessaire.

L'effondrement a également conduit à la coupure d'un certain nombre de réseaux qui cheminaient le long de l'écran anti-bruit ou dans la dalle de frottement, puis à l'intérieur du caisson. Le dévoiement des réseaux a été rendu obligatoire, en particulier celui de la fibre optique nécessaire à l'exploitation de la tranchée couverte de Taverny. Ainsi, celle-ci a été installée dans un premier temps dans une saignée dans la chaussée puis a été suspendue entre deux candélabres lors de la réouverture avant d'être finalement remise à sa place après le rétablissement des écrans anti-bruit.

L'ouvrage a également été mis sous haute surveillance par le Cerema en deux endroits stratégiques.

Des capteurs de déplacements, avec suivi à distance, ont été installés au niveau de la dalle de frottement en équilibre pour s'assurer que celle-ci ne s'effondre pas lors des travaux de mise en sécurité, en particulier vis-à-vis de ceux qui travaillaient à proximité. Des seuils ont été définis de manière à s'assurer de l'évacuation de la zone en cas de déplacement anormal. Des capteurs ont également été positionnés au niveau des écaillles en équilibre. À noter qu'en cas d'effondrement de la dalle de frottement, les usagers de la route circulant sur les deux voies résiduelles étaient suffisamment éloignés pour ne pas être impactés.

La seconde zone instrumentée était située au niveau du mur de front et concernait en particulier les écaillles sous les voies remises en circulation, afin de s'assurer en temps réel qu'il n'y ait pas de défaillance à cet endroit. Ces mesures étaient largement sécuritaires car les fouilles réalisées n'avaient montré aucun signe de dégradation des armatures à cet endroit. Le mode de rupture étant assez brutal, le dispositif était un indicateur pour fermer l'autoroute, mais ne permettait pas d'anticiper et d'éviter le phénomène.

Le point le plus complexe de la mise en sécurité du site a été l'enlèvement de la dalle de frottement. En équilibre précaire depuis l'effondrement du mur, celle-ci mesure 12,55 m de long et

2 m de large et pèse environ 52 tonnes avec l'ensemble de ses équipements (chaussée, BN4, écrans, etc.).

De manière à alléger la structure à soulever, il a été décidé de retirer une partie des équipements mais cette opération n'était pas sans risque pour les personnes en raison du risque de chute et de la mise en tension de certains éléments par le poids de la poutre (BN4 par exemple).

L'emploi de deux grues a été nécessaire pour évacuer la dalle de frottement même après que celle-ci a été allégée à 42 tonnes. Ainsi, une grue de 350 tonnes côté Nord et une grue de 200 tonnes côté Sud (au droit de l'ouvrage) ont été utilisées pour réaliser l'enlèvement de la poutre le week-end du 22/23 juin 2018 sous fermeture en raison de l'empiétement des grues lors des manœuvres. Chaque grue soulevait donc environ 21t à l'aide d'un palonnier permettant de répartir la charge entre quatre platines d'ancrage chacune scellée chimiquement à l'aide de 6 tiges d'une longueur de 20 cm.

En raison du poids et de l'encombrement des grues, des dispositions particulières ont dû être prises pour s'assurer de la stabilité de celles-ci dans une zone encore instable. En particulier, des vides avaient été repérés sous l'A15 en raison de la circulation d'eau à l'intérieur du remblai et le passage d'un géoradar a été nécessaire pour détecter correctement ces zones qui ont fait l'objet d'un remplissage au coulis de ciment lors des travaux de réparation ultérieurs. Une autre difficulté était le positionnement des patins de la grue côté viaduc de Gennevilliers. Celle-ci a dû être positionnée de manière à ce que les patins s'appuient au niveau des entretoises et des âmes du caisson, les éléments du joint de chaussée étant déposés pour ne pas risquer d'être endommagés.

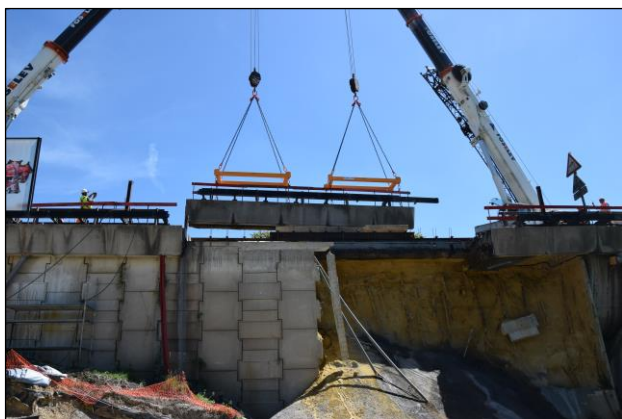


Figure 16 : Dépose de la dalle de frottement

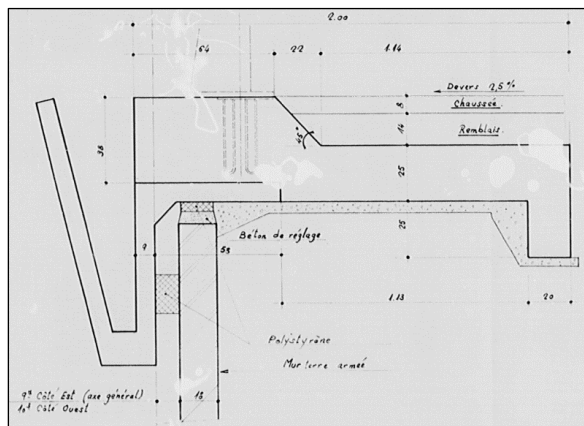


Figure 17 : Coupe transversale de la dalle de frottement



Figure 18 : Installation du ferrailage au droit de la zone



Figure 19 : Vue d'ensemble après stabilisation de la zone

Enfin, la dernière étape de la mise en sécurité de la zone a consisté à stabiliser le talus à l'aide d'un treillis métallique maintenu à l'aide des armatures restantes puis recouvert de béton projeté.

II. La recherche d'une réparation optimisée

II.1 Comparaison des différents projets de réparation

Les principales contraintes

Des délais imposés

Les délais imposés ont des incidences sur le mode de réparation de l'ouvrage. En effet, le marché est rédigé de sorte qu'une 3^e voie doit être remise en circulation au bout de 2 mois de travaux puis la quatrième au bout de 4 mois. Outre l'obligation d'optimiser l'organisation et les méthodes, la solution de réparation doit permettre une étape transitoire de réouverture à 3 voies dans un délai très contraint qui ne doit pas non plus affecter le délai global de réalisation pour permettre la réouverture à 4 voies. En effet, de nombreuses solutions auraient pu être mises en place rapidement pour renforcer provisoirement la structure et rouvrir à 3 voies mais auraient ensuite compliquées la réhabilitation globale.

Un espace restreint et en pente

L'accessibilité du site est assez difficile en raison des nombreuses voies de circulation à proximité. Outre l'autoroute A15, les voies communales et les voies SNCF limitent considérablement l'espace pour acheminer les machines et pouvoir travailler en simultané pour accélérer le délai du chantier. De plus, le côté accidenté de la zone, avec une pente importante, pose des questions de gestion des eaux pendant la durée du chantier et après en situation définitive.

Découverte d'un mur en Teksol

Outre l'indication d'un renforcement préalablement réalisé mais sans information dans le dossier d'ouvrage et couvert par la végétation, le renforcement en Teksol découvert est en mauvais état et présente une désorganisation généralisée même si les fils semblent toujours visuellement en bon état.

Dans ces conditions, il paraît compliqué d'acheminer des machines pour la réalisation de travaux en tête de ce remblai. De la même manière, la mise en œuvre d'un remblai de butée devant la zone effondrée – en solution d'urgence – semble extrêmement risquée d'un point de vue de la stabilité globale.

En définitive, la hauteur de remblai à considérer en extrémité (au droit de la zone effondrée) est de 17 m (10 m de Terre Armée et 7 m de remblai renforcé par un soutènement en Texsol) et toute intervention au pied du mur effondré devra être conditionnée par un renforcement préalable du massif en contrebas.

Interactions entre le mur latéral et le mur de front

Ces deux murs ont été réalisés en Terre Armée ce qui pose un certain nombre de problème pour le phasage et la réalisation d'un renforcement par clouage. En effet, il est nécessaire d'adapter le calepinage des clous pour que ceux-ci ne s'interceptent pas entre eux lors du forage. De plus, le phasage des travaux devient primordial car si l'on effectue le clouage d'un des deux murs, il existe un risque de déstabiliser l'autre en interceptant les lanières de Terre Armée permettant de maintenir en place la structure existante non effondrée.

En définitive, le mur latéral et le mur de front sont interdépendants et doivent être traités de manière simultanée.

Présence de la culée Nord du viaduc

La présence de la culée du viaduc à 1,74 m du mur de front en Terre Armée pose un sérieux problème d'accès aux engins de chantier. Le renforcement de cette zone devra prendre en compte cette contrainte soit en utilisant un petit matériel spécifique (non trouvé à ce jour), soit en effectuant les travaux à travers le voile en béton de cette culée. Les deux structures étant indépendantes, les réflexions sur le renforcement doivent intégrer les difficultés liées à une éventuelle modification de cette indépendance.

Enfin, les fondations profondes de la culée ne devront pas être touchées lors du renforcement du remblai au niveau du Texsol.

Présence du mur garde grève du viaduc

Au niveau du mur de front, l'espace disponible se réduit considérablement au niveau du mur garde grève de l'ouvrage (environ 20 cm) ce qui rend impossible l'utilisation de matériels dans ces zones. Les seules possibilités d'intervention sont soit depuis l'intérieur du caisson de l'ouvrage en traversant l'about de tablier et le mur garde grève, soit depuis l'extrémité de l'ouvrage en creusant en taupe sous la dalle de transition de l'ouvrage, soit en ouvrant la chaussée et en découpant la dalle de transition.

Les différentes solutions étudiées pour le remblai d'accès au viaduc

Solution 1 : clouage du mur latéral en conservant le mur de front en Terre Armée actuel

Cette solution nécessite de s'assurer du bon état des armatures du mur de front par des investigations complémentaires à proximité de celui-ci (la fouille déjà réalisée a été faite à l'arrière de la dalle de transition).

Un programme d'investigations a été établi et en partie réalisé (carottage dans le mur de front, fouille à travers la dalle de transition, fouille horizontale depuis l'affaissement, etc.). Cependant les résultats ne peuvent être complètement exhaustifs.

Cette solution nécessite également de s'assurer qu'aucune armature du mur de front ne sera endommagée lors du clouage du mur transversal.

En plus du clouage du mur latéral, il est nécessaire de réparer la zone du mur de front proche de l'angle, effondrée sur quelques mètres.

Solution 2 : clouage du mur latéral et mur de front tirant à travers la culée du viaduc

Cette solution permet de prévoir le renforcement du mur de front dans la mesure où les armatures seraient endommagées ou ne pourraient pas être conservées. Elle nécessite de prévoir l'ouverture de fenêtres dans la pile pour permettre de tirer le mur de front avec la mise en place de liernes ou d'un voile béton de répartition, les fenêtres à travers le voile de la culée étant ensuite refermées.

Cette solution nécessite de s'assurer que les engins de mise en œuvre peuvent accéder correctement à la zone de travail et que le gabarit de la machine permet bien la mise en œuvre des tirants à travers la pile (inclinaison à prendre en compte et présence de voies SNCF à proximité).

De plus, cette solution n'est pas possible en partie haute au niveau du mur garde-grève du fait de la présence de l'about du tablier. Des sous-solutions ont ainsi été envisagées :

- Solution 2a : suppression d'une partie de la dalle de transition et reconstitution d'un mur en TA en partie haute, ou reconstitution par un remblai cohérent, ou réalisation d'une boîte en béton armé vide à la place de la partie haute du remblai.
- Solution 2b : appui en partie haute sur le garde-grève conduisant à solliciter la culée. Cette solution doit être validée par une vérification de la résistance de la culée et de ses fondations.

Solution 3 : Mur de soutènement en L sur fondations profondes pour le mur latéral

Cette solution paraît plus chère et compliquée à mettre en œuvre du fait des incertitudes sur la composition du sol et de la nécessité d'une fondation sur pieux ou micro-pieux. Ces travaux seront plus lourds que le clouage ou le tirantage et nécessiteront un accès adapté (type remblai sur la rue des Grands Saules). Cette solution permettrait de conserver les armatures du mur de front et de traiter l'angle mur de front/mur latéral.

Solution 4 : Mur de soutènement de type Berlinoise pour le mur latéral

Cette solution nécessite de réaliser des forages en pied de paroi et de les descendre profondément à proximité du talus renforcé par Texsol. Les problèmes d'accès sont du même type que pour la solution 3 ; de plus, dans cette zone, la stabilité du talus est loin d'être assurée si on ajoute des charges de chantier en tête du talus en Texsol.

En partie haute, les profilés doivent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants ce qui ne permet pas de conserver les armatures du mur de front, celui-ci doit être tiranté suivant la solution 2.

Les solutions 3 et 4 ci-dessus ont été abandonnées car il était impossible d'amener la foreuse pour la réalisation des pieux. Cette solution risquait d'endommager les ancrages des écailles déjà en place et le poids de la foreuse est trop important pour le talus au-dessus de la rue des Grands Saules ;

Alternative 1 au confortement du mur de front

Cette solution consiste à remplir l'espace entre le mur de front et le voile de la culée Nord et, à reprendre les efforts de poussée des terres par des tirants (ou des contreforts) réalisés devant la culée. Elle a l'avantage de pouvoir reprendre la poussée des terres en tête par le renforcement du mur-garde grève à partir de la culée.

Alternative 2 au confortement du mur de front

L'espace entre le mur de front et la culée (1,74 m) pourrait être suffisant pour un clouage par un matériel de petit format adapté mais la faisabilité de cette solution n'a pas pu être établie.

La solution retenue

Les différentes investigations réalisées, les études ainsi que la consultation d'entreprises spécialisées, en particulier pour la typologie des machines, nous ont permis de nous orienter vers la solution 2b.

1. Renforcement du mur en Texsol par un voile en béton projeté cloué à l'aide de 80 clous autoforés galvanisés de diamètre 51 mm et d'une longueur d'environ 15 m.
2. Renforcement de la partie basse du mur de front par un voile en béton armé coulé en place et cloué à travers la culée de l'ouvrage par 33 clous autoforés galvanisés de 13 m.
3. Reconstruction de la zone effondrée du mur latéral par un voile en béton armé coulé en place et réalisé par passes successives pour son élévation, puis cloué à l'aide de 68 clous autoforés galvanisés de 11 et 16 m réalisés de manière simultanée avec le mur de front (cf. figure 22).
4. Réouverture de l'A15 à 3 voies après la réalisation des rangs 3, 4 et 5.
5. Ouverture de la chaussée et démolition de la dalle de transition sous les voies lentes de manière à réaliser dans une niche le clouage du mur de front puis à rabouter les clous avec un mur reconstruit à la place des écailles du mur de front (cf. figure 23).
6. Renforcement du mur latéral non effondré à l'aide de clous de diamètre 38 et de croix de Saint André à l'exception de la zone à proximité du cadre en béton armé qui devra être traitée à l'aide d'un voile coulé en place du fait du biais de l'ouvrage.

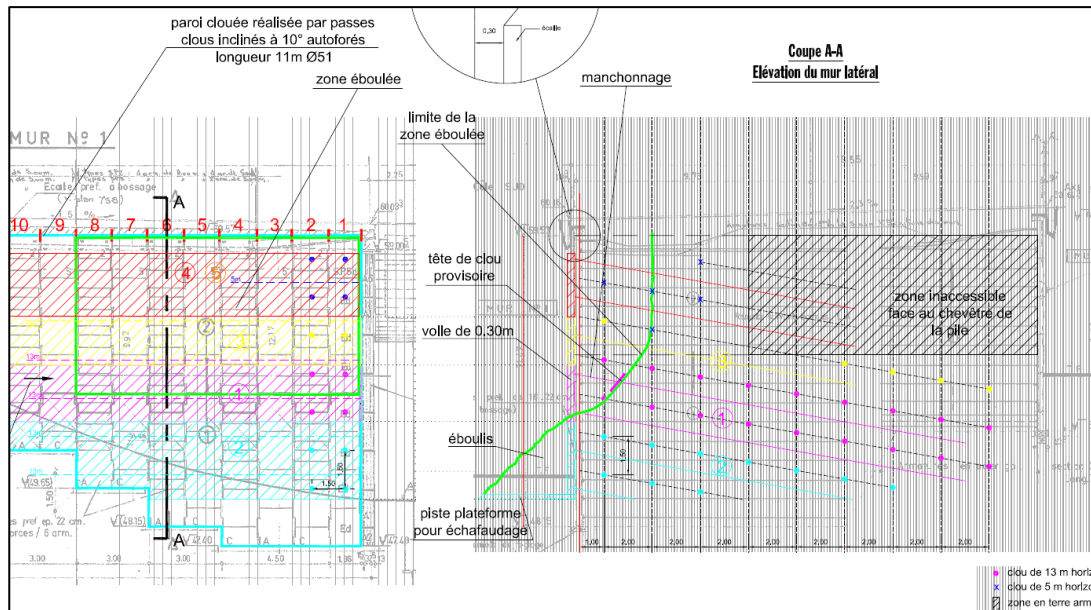


Figure 20 : Plan du DCE précisant le renforcement de la zone effondrée

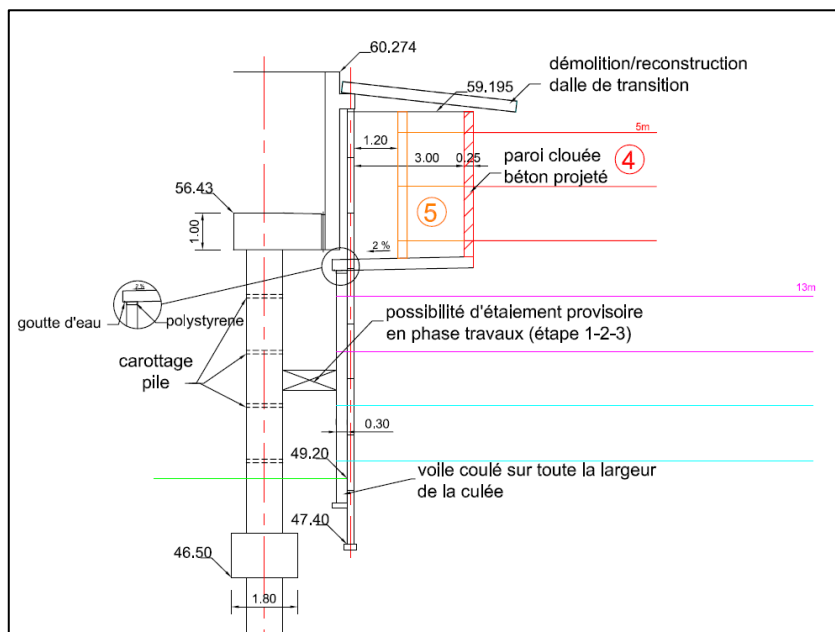


Figure 21 : Coupe transversale au droit du mur de front illustrant les problèmes d'encombrement

II.2 La passation du marché de travaux

La passation du marché de travaux s'est déroulée durant l'été 2018 avec des délais assez courts de publicité (3 semaines) ce qui constituait une contrainte supplémentaire pour répondre à l'appel d'offres, s'ajoutant à la complexité en elle-même de la réparation.

Au terme de négociations qui se sont déroulées durant le mois d'août, le groupement composé de SOGEA Île-de-France (mandataire), NGE Fondations, Solétanche, Freyssinet et Fayolle a finalement été retenu pour un montant total des travaux d'environ 5,76 M€ TTC.

L'ouverture à variantes de la consultation a permis de faire émerger une solution innovante à l'aide d'écailles en béton préfabriqué qui a permis de s'affranchir des délais de ferrailage, bétonnage, et séchage et qui a probablement contribué au respect des délais imposés au marché.



Figure 22 : Exemple d'utilisation de paroi AD/OC

La paroi AD/OC est un procédé NGE Fondations particulièrement utilisé dans les régions montagneuses pour la réalisation de murs renforcés en déblai. Encore peu utilisé pour des hauteurs importantes (1^{re} utilisation sur une hauteur de 10,50 m), son utilisation apparaît comme intéressante dans des situations de renforcement d'urgence en particulier si les écailles sont déjà préfabriquées et disponibles en stock suffisant. En outre, mis en œuvre avec un matériau de remblai à haute perméabilité, le système permet d'évacuer correctement les venues d'eau.

III. La réalisation des travaux

Les travaux se sont déroulés d'octobre 2018 à mai 2019 à l'issue d'une période de préparation d'un mois. Les dates clés du chantier sont la réouverture de la 3^e voie le 5 décembre 2018 et la réouverture complète à quatre voies le 19 mars 2019. Au plus fort du chantier, environ 25 personnes étaient à pied d'œuvre, travaillant de concert sur les trois zones :

- le mur de soutènement en contrebas, renforcé en Texpol, sur lequel la solution de confortement adoptée était une paroi en béton projeté clouée,
- le mur de front de la culée consolidé à l'aide d'une paroi en BA coulée en place et clouée,
- la zone dite effondrée renforcée à l'aide de la paroi AD/OC.

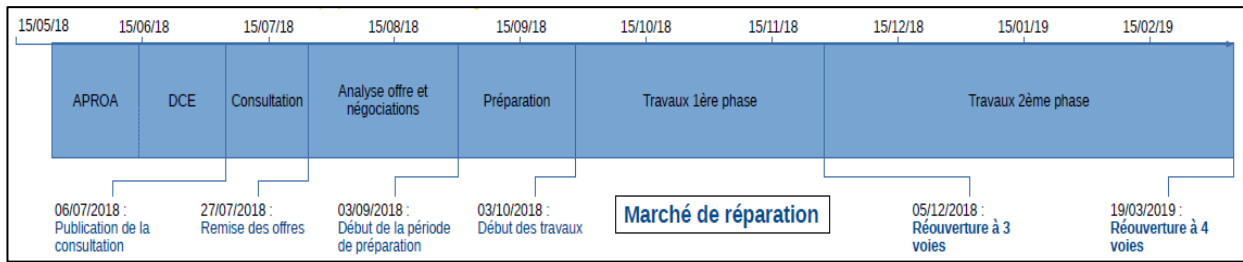


Figure 23 : Planning du marché de réparation depuis les études d'exécution jusqu'à la réouverture totale de l'autoroute A15

En amont de la zone effondrée, les écaïlles de Terre Armée ont, elles aussi, été clouées de manière plus traditionnelle avec des croix de Saint André.

Au final, quatre types de parement différents ont fait l'objet d'un clouage. On comptabilise en tout 250 clous avec des longueurs pouvant atteindre 18 m de profondeur soit au total 3 400 ml de clous. Le béton coulé en place représente quant à lui environ 100 m³, le béton projeté environ 60m³ et les écaïlles AD/OC environ 170 m².

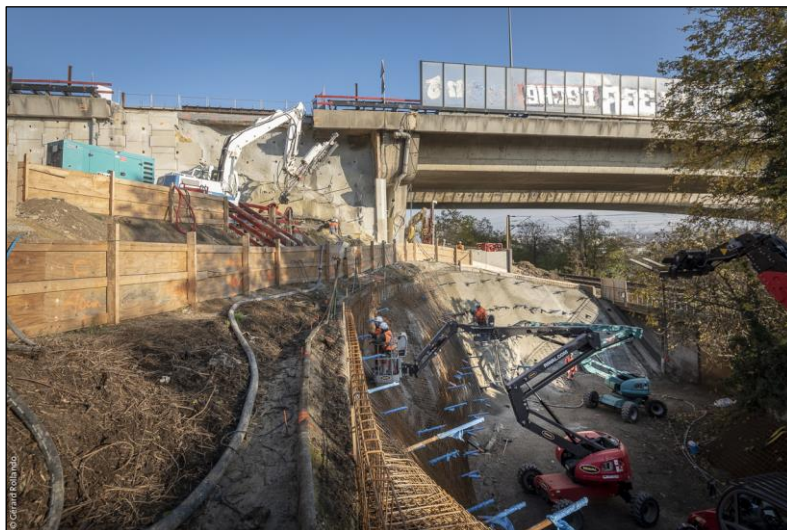


Figure 24 : Vue d'ensemble du chantier avec quatre postes de travail simultanés

III.1 Hypothèses générales

Caractéristiques des sols

Un enjeu important pour un projet de réparation par clouage est la connaissance des caractéristiques des sols qui permet une modélisation la plus fidèle possible. La difficulté dans ce projet est de recueillir suffisamment de données dans un délai de temps très restreint tout en menant les études générales du projet. Heureusement, les archives conservées ont permis d'élaborer, dès le début et avec l'appui du Cerema, des hypothèses de sol réalistes qui ont ensuite évoluées au regard des sondages et essais réalisés.

Les hypothèses de départ

La coupe géologique et les hypothèses des paramètres de sols sont déduites des archives du Cerema (dossiers géotechniques datant de la construction de l'ouvrage en 1974).

Les paramètres des sols dans le remblai de Terre Armée ont été définis de manière forfaitaire et en tenant compte des essais à la boîte de cisaillement réalisés sur des sols prélevés en mai 2018 dans la fouille réalisée dans la zone effondrée avant de permettre la réouverture à deux voies.

Le talus en Texsol a été modélisé avec une géométrie et des caractéristiques estimées en l'absence de données d'archives.

Les valeurs de frottement q_s ont été choisies à partir d'une estimation de la pression limite et des abaques des recommandations Clouterre de 1991 [4].

Terrains	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	C' (kPa)	$q_{s,sol/clou}$ (kPa)
Remblais de Terre Armée	12,5 maxi	20	28	5	80
Remblais Eboulis	variable	20	30	5	50
MMG* altérées et traitées	9,5	20	35	13	100
MMG* saines	3	20	35	20	100
Sables verts	2	20	35	0	100
Marno-calcaire de St Ouen	8,5	20	30	20	100
Texsol		20	38	25	0,1
Remblais d'apport traités		17	35	5	100

(*) Masses et Marnes de Gypses

Évolutions des hypothèses à la suite des reconnaissances géotechniques

La campagne géotechnique accomplie a permis d'affiner le modèle géotechnique. Les paramètres suivants ont ainsi été mis à jour de manière à pouvoir réaliser correctement les clous d'essai :

- Remblais sableux (Terre Armée) : ce remblai est constitué d'un matériau sableux très homogène où $pl^*_{moyen} = 1,3$ MPa, soit $q_s = 90$ kPa, au lieu de 80 kPa ;
- Masses et Marnes du Gypse (MMG) : cet horizon très hétérogène est une alternance de gypse plus ou moins altéré et de marnes plus ou moins compactes où $pl^*_{moyen} = 1,2$ MPa, soit $q_s = 115$ kPa, au lieu de 100 kPa.

Les résultats obtenus ont permis, dans un premier temps, de partir sur des hypothèses un peu plus optimistes qu'initialement prévues.

Les clous d'essai

Les clous d'essai, aussi appelés essais de conformité, ont été réalisés lors de la période de préparation conformément aux recommandations Clouterre. Ces essais avaient pour objectif de valider les valeurs de frottement mais également la méthodologie de forage à travers l'ouvrage Texsol.

Dans un premier temps, les essais ont été réalisés sur le mur en Texsol de manière à commencer au plus vite les travaux dans cette zone. Il a fallu concevoir des massifs de réaction pour permettre la réalisation des essais alors qu'au niveau du mur en Terre Armée, les essais ont été réalisés directement en prenant appui sur les écailles à l'aide d'une plaque en acier suffisamment dimensionnée (flèche inférieure à 1 mm) pour permettre une bonne répartition des efforts.

Deux essais à vitesse contrôlée ont été réalisés selon la norme NF P 94-242-1 [5] et indiquent un effort de 566 kN (CE1) et de 519 kN (CE2). Ces valeurs, rapportées à un diamètre de 138 mm (diamètre du bulbe), correspondent à $q_s = 217$ kPa (CE1) et $q_s = 199$ kPa (CE2). Les deux essais ont été limités par la limite d'élasticité des barres. Par conséquent, cette valeur de q_s est un minimum.

De la même manière, l'essai à effort contrôlé n'a pas indiqué de rupture et a été également limité par la limite d'élasticité de la barre. La valeur de traction limite à considérer pour la détermination du q_s est de $T_u = 567$ kN soit $q_s = 217$ kPa (en retenant un diamètre de 138 mm).

D'après l'annexe G6 de la norme NF P 94-270 [6], le q_s (caractéristique) à introduire dans les calculs est déterminé par la relation suivante : $q_s = \text{Min} (q_{smoy}/\xi_{a1} ; q_{smin}/\xi_{a2})$, avec :

- $q_{smoy} = 211$ kPa ;
- $q_{smin} = 199$ kPa ;
- $\xi_{a1} = 1.2$ (pour 3 essais) ;
- $\xi_{a2} = 1.05$ (pour 3 essais).

Il peut être considéré dans les MMG un q_s égal à 175 kPa (pour un diamètre de 138 mm), soit une augmentation de 75 % par rapport aux estimations adoptées en début de réflexion à la suite de l'effondrement.

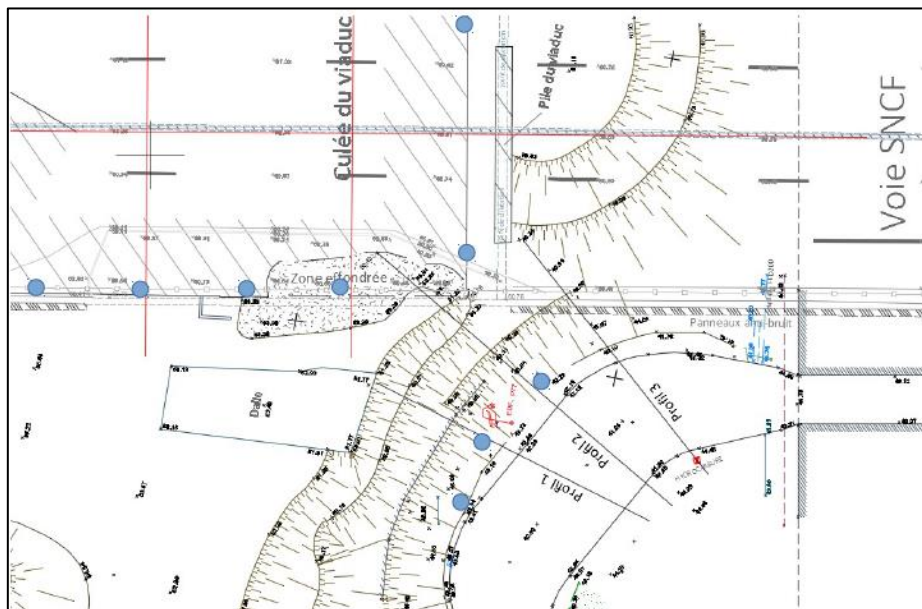


Figure 24 : Implantation des clous d'essai



Figure 25 : Massifs réalisés sur le mur en Texsol pour les essais de traction sur les clous d'essai



Figure 26 : Essai de traction réalisé à proximité de la zone effondrée

Selon la norme NF P 94-270 [6], en appliquant les facteurs de corrélation ξ_a pour quatre essais, la valeur de q_s retenue est :

q_s', moy	q_s', min	ξ_{a1}	ξ_{a2}	$q_s = \min [q_s, \text{moy}/\xi_{a1} ; q_s, \text{min}/\xi_{a2}]$
75	64	1,1	1	$64 \ll 90 \text{ kPa}$

Ces résultats obtenus alors que les travaux devaient démarrer au plus vite dès l'obtention des résultats ont nécessité des ajustements de dernière minute pour prendre en compte cette dégradation de la valeur de frottement latéral unitaire limite (-20%). Ainsi, à la suite de la reprise des calculs dans cette zone, il a fallu augmenter le nombre de clous au niveau du mur de front et augmenter les longueurs de clous au niveau du mur latéral effondré. L'augmentation du nombre de clous était en effet impossible, leur calepinage étant imposé par les éléments de la paroi AD/OC.

Il est à noter qu'au niveau de la zone non effondrée du mur latéral, les résultats obtenus pour q_s étaient plus proches de la valeur de 80 kPa. Il semblerait que l'effondrement ait eu un impact significatif sur la qualité du remblai et que les valeurs prises usuellement pour les remblais en Terre Armée nécessitent d'être adaptées dans ces cas particuliers.

Matériaux

Ancrages passifs définitifs

Les armatures des ancrages sont des barres utilisant la technique d'autoforage de type DYWI Drill. La section des barres et le diamètre des taillants ont été déterminés lors des études décrites ci-dessous.

Les clous retenus, composés d'éléments de 2 m manchonnés entre eux, sont les suivants :

- R38-550 (limite élastique de 450kN) pour le mur latéral non effondré,
- R51-800 (limite élastique de 640kN) pour le mur de front de la culée,
- R51-925 (limite élastique de 740kN) pour le mur latéral effondré et le mur Texsol,

Outre la stabilité générale du massif renforcé, la durabilité des clous est un paramètre essentiel du projet. Ainsi, la durée d'utilisation du projet a été définie à 100 ans.

Après identification des propriétés physico-chimiques des sols en place, la force corrosive du sol retenue, au sens de la norme NF EN 12-501-2 [7], est moyenne: une protection extérieure des clous n'est donc pas obligatoire et la justification de leur résistance doit se faire avec une réduction correspondant à la corrosion (cf NF P 94-270 Annexe F section F2.3.2). Conformément à la norme NF P 94-270 [6], une épaisseur de 1,5 mm sacrifiée à la corrosion a été prise en compte. Les limites élastiques retenues dans les calculs sont ainsi celles des clous après corrosion sur une période de 100 ans. À défaut d'un calcul selon la NF P 94-270 [6], ces données peuvent aussi être obtenues directement via les Agréments techniques Européens (DSI ETA 12/0603 par exemple).

En outre, par mesure de sécurité, il était prévu d'utiliser des clous galvanisés. La galvanisation prévue au marché a pour but d'apporter une sécurité supplémentaire dans le contexte de cet ouvrage où la corrosion dans le massif en Terre Armée a été importante en 40 ans et a conduit à cette rupture. Il faut noter que la technique d'autoforage utilisée peut endommager localement cette protection d'où sa non-prise en compte dans les calculs.

Enfin, dans la mesure où la force corrosive du sol retenue au marché est « moyenne », les clous ne disposent pas d'une protection spécifique en dehors d'un enrobage minimal de 5 cm. La méthode autoforante associant le forage et l'injection continue permet d'obtenir un diamètre de bulbe de scellement supérieur au taillant utilisé, ici de 115 mm. Les différents fournisseurs évoquent des coefficients d'expansion de 1.5 à 2 fois le diamètre de forage selon les sols. Les consommations de coulis révèlent ces augmentations de diamètre. Par principe, on considère 35 à 45 kg de coulis de ciment par mètre d'ancrage pour un taillant de 115 mm. Cela correspond à un diamètre minimum théorique de 150 mm qui confère à la barre un enrobage supérieur à 50 mm. Le coefficient d'expansion minimum requis est de 1,30 pour obtenir 50 mm d'enrobage.

Par mesure de sécurité, le qs calculé lors de la réalisation des clous d'essai l'a été avec un diamètre théorique de 138 mm soit un coefficient d'expansion de 1,2.

Il est toutefois nécessaire de réaliser un enrobage régulier des clous au moyen d'un dispositif de centrage adapté.

Enfin, les clous passifs scellés au coulis de ciment d'une paroi en béton respectent entre autres les dispositions de la norme NF EN 1992-1 [8]. De ce fait, afin de limiter les phénomènes de fissuration du bulbe et donc d'assurer leur pérennité, leur limite élastique est comprise entre 400 et 600 MPa conformément au tableau C1 de cette norme.

En ce qui concerne les plaques d'ancrages des clous, il a été utilisé des plaques carrées de 20 cm par 20 cm sur le mur de front de la culée, des platines spécifiques développées avec la paroi AD/OC (masquées par un disque de protection sur les photographies) et des croix de Saint André de 40 cm de côté sur les zones non effondrées.

Calculs

Surcharges et sollicitations

Les types de surcharges suivants ont été appliqués dans les calculs :

- Surcharge routière équivalente uniformément répartie : 2 t/m²
- Surcharge de chantier équivalente dans la niche : 1 t/m²
- Effort de choc : 6 t/ml au niveau du rang supérieur des ancrages

Méthodes de calcul de la stabilité

Les soutènements confortés ont été justifiés à l'aide du programme TALREN.

Les calculs de stabilité générale des parois ont été menés suivant l'Eurocode 7 [9] et sa norme d'application aux massifs en sol cloué NF P 94-270 [6]. La méthode de calculs par blocs ou tranches est basée sur la théorie du calcul à la rupture de type circulaire ou non circulaire (méthode de calculs de Bishop utilisée). Le coefficient de sécurité minimum recherché pour assurer la stabilité doit alors être supérieur à 1.

Ces calculs ont été réalisés en respectant les combinaisons d'actions en situation durable en prenant en compte :

- l'approche de calcul 3 – stabilité générale et mixte, comme définie par la norme en utilisant le jeu de facteurs suivant : A2 + M2 + R3 ;
- l'approche de calcul 2 – stabilité interne, comme définie par la norme en utilisant le jeu de facteurs suivant : A1 + M1 + R2.

Plusieurs phases de travaux ont fait l'objet d'un calcul de stabilité :

- clouage du mur renforcé en Texsol uniquement pour permettre d'intervenir avec les engins de chantier au niveau des murs en Terre Armée,
- clouage de 3 rangées de clous sur le mur latéral effondré pour permettre la réouverture à 3 voies,
- clouage de 5 rangées de clous avec et sans chargement de chantier au niveau de la niche créée au droit de la dalle de transition,
- clouage des 7 rangées de clous en situation définitive,

En outre, la stabilité de l'ouvrage totalement terminé a été justifiée vis-à-vis d'un choc sur le dispositif de retenue en tête d'ouvrage.

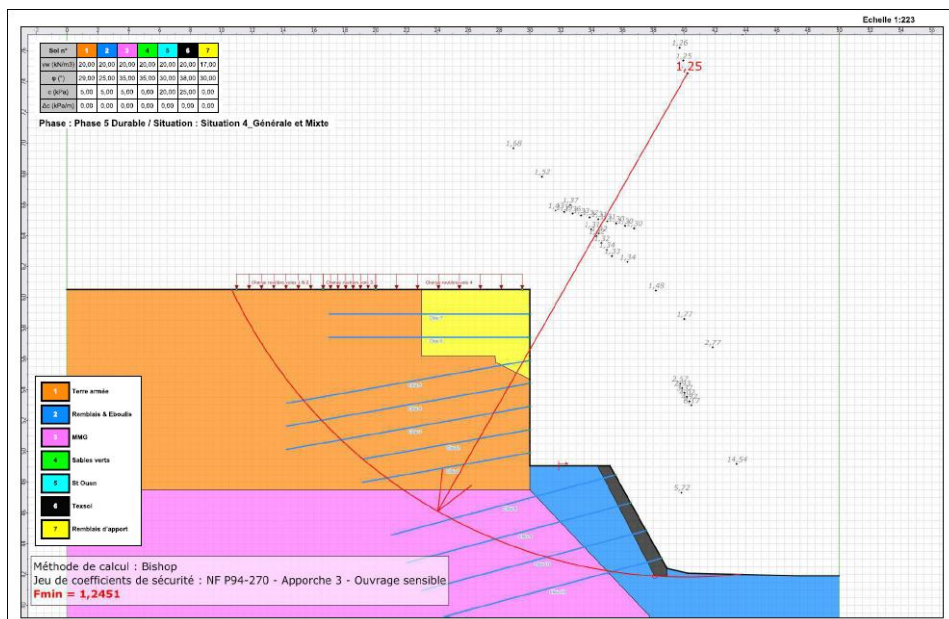


Figure 27 : Modélisation TALREN de la paroi clouée définitive

Méthode de calcul des parois en béton

Les parois en béton armé ont été calculées à l'aide du logiciel GEOSPAR selon la norme NF EN 1992-1 [8]. Cependant, le logiciel nécessite de rentrer les efforts ELU maximum à prendre en compte au droit du parement au niveau de l'ancrage avec les clous. Cette interface entre géotechnique et calcul de béton armé n'est pas précisément décrite dans la littérature et peut donner lieu à plusieurs interprétations qui ont nécessité une phase de discussion importante avec le Cerema et les bureaux d'études de l'entreprise (géotechnique et génie civil).

Les efforts au parement des clous ont été obtenus en appliquant l'annexe E.3 de la norme NF P 94-270 [6] en retenant les hypothèses suivantes :

- poussée horizontale (théorie de Rankine),
- le massif en Terre Armée de l'autoroute A15 est pris en compte comme une surcharge,
- pondération de 1,35 du poids des terres et de 1,5 des surcharges,
- compte tenu du fait que les clouages ne sont pas réalisés en terrassement mais sur des ouvrages déjà soutenus, voire par remblaiement pour la zone effondrée, la résultante de poussée est évaluée à partir du coefficient de poussée limite K_a et non à partir du coefficient de pression des terres au repos K_0 .

Les résultats des calculs des efforts maximaux dans les clous au niveau du parement varient de 219 à 317 kN en pied de mur. Ces efforts ont ensuite été affectés d'un facteur 0,8 pour la justification du parement, conformément à l'annexe E.3 de la norme NF P 94-270 [6].

III.2 Renforcement du massif en Texsol

Le renforcement du mur en Texsol a été la première tâche à effectuer pour permettre d'intervenir ensuite en partie supérieure. Des moyens importants ont été mis en œuvre pour permettre la réalisation des clous dans les meilleurs délais possibles. Au final, les 80 clous d'une longueur de 15 m chacun ont été réalisés en deux semaines à l'aide de deux machines fonctionnant en même temps dans un espace très restreint. Il était en effet impossible d'accélérer la cadence (environ 120 ml par jour) du fait de l'ensemble des outils nécessaires au clouage (centrale pour le coulis de ciment, nacelles élévatrices pour positionner correctement et alimenter en barres de forage, etc...).

Il était également impossible de forer directement depuis l'extérieur du mur en Texsol, car la rotation entraîne une déstabilisation du massif en enroulant les fils autour de la barre. Il était donc impératif de commencer par foncer des tubes métalliques de diamètre 140 mm et de longueur 1,40 m pour pouvoir traverser entièrement le mur en Texsol. Ainsi, en plus de permettre de positionner correctement les clous, les tubes permettaient de sectionner proprement les fils du mur en Texsol à l'intérieur du massif.

Le clouage a nécessité également des précautions importantes pour ne pas endommager les ouvrages voisins. Il a ainsi fallu adapter l'axe des clous pour éviter de toucher les fondations profondes de la culée Nord du viaduc de Gennevilliers. De la même manière, il fallait éviter de déstabiliser les fondations du mur en Terre Armée, ce qui a nécessité d'augmenter l'inclinaison des clous. L'entreprise a réalisé des plans en 3D du projet de réparation pour s'assurer que toutes ces contraintes seraient correctement respectées.

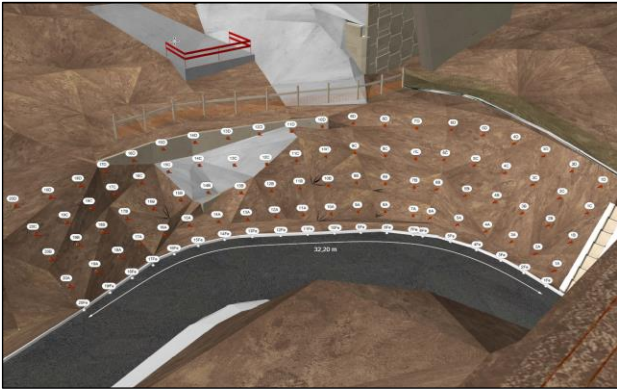


Figure 28 : Implantation des clous

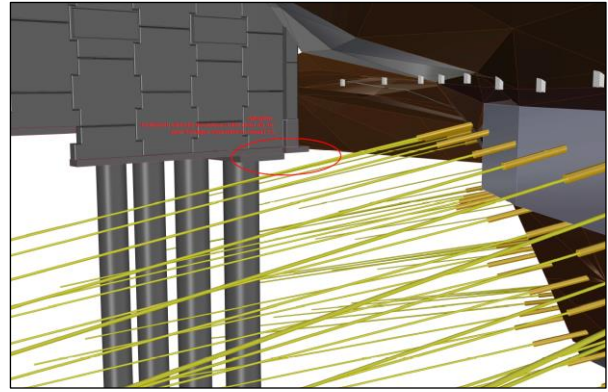


Figure 29 : Inclinaison des clous permettant d'éviter les fondations du mur en Terre Armée et la fondation profonde de la culée

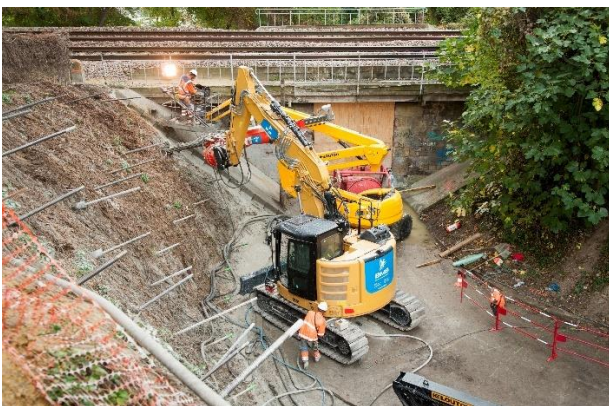


Figure 30 : Clouage du massif en Texsol



Figure 31 : Mise en œuvre du béton projeté sur le massif renforcé en Texsol

Enfin, les clous d'essai réalisés préalablement dans le Texsol ont montré des consommations réelles cinq fois supérieures aux quantités estimées lors de l'étude. Afin de limiter ces surconsommations de coulis de scellement, un volume maximum a été défini à partir duquel les injections étaient stoppées selon le protocole suivant :

- Un premier complément est réalisé au travers de la barre de forage dans les 20 minutes qui suivent la fin de la première injection.
- Si besoin, un second complément est réalisé de façon gravitaire dans l'espace annulaire afin d'assurer un enrobage complet de la longueur de barre présente dans le terrain.

En moyenne, l'injection de 15 m de clou a nécessité environ 1200 litres de ciment soit deux fois le volume théorique (40 l/ml).

Les essais de contrôle réalisés par la suite n'ont montré aucune anomalie particulière.

III.3 Renforcement du mur de front

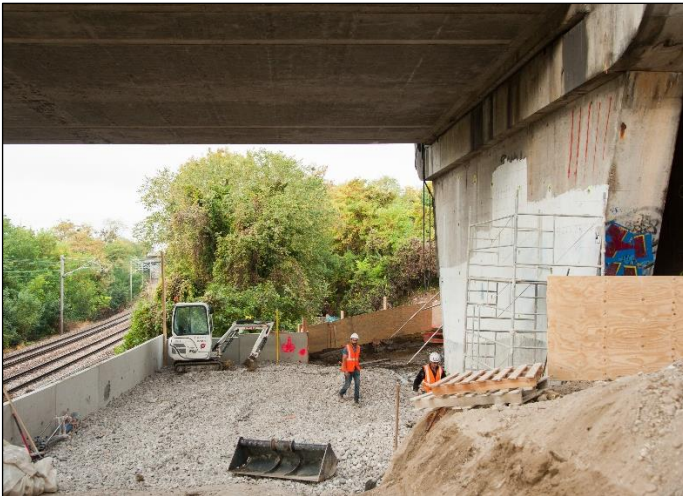


Figure 32 : Plateforme réalisée pour le clouage du mur de front et la protection des voies ferré



Figure 33 : Clouage du mur de front à travers le voile de la culée du viaduc de Gennevilliers



Figure 34 : Mise en œuvre du coffrage du voile en béton devant le mur de front de la culée



Figure 35 : Culée de l'ouvrage à la fin du chantier

Le clouage du mur de front a été réalisé dès lors que la stabilité du massif renforcé en Teksol a été assurée. Il a fallu, dans un premier temps, préparer la plateforme devant la culée pour permettre d'acheminer les machines et d'assurer une protection complète des voies ferrées à proximité (cf. figure 32). Celle-ci fut créée par la mise en place de murs en L en béton préfabriqué permettant à la fois d'obtenir une plateforme plane mais également de délimiter la zone chantier pour sécuriser les acheminements du fait des voies SNCF en contrebas du talus.

La mise en œuvre des 42 clous mesurant entre 15 m et 18 m s'est déroulée sans encombre sur une durée d'environ deux semaines en deux phases, soit une cadence de 60 ml par jour (cf. figure 33). Le fort encombrement de la zone n'a permis de travailler qu'avec une seule machine mais le rendement a été assez efficace alors que le faible espace entre le voile de la culée et le mur de front rendait difficiles l'amenée et le centrage des clous sur toute la hauteur du voile. Les clous ont

d'ailleurs été positionnés de manière horizontale alors que ceux-ci sont inclinés de 10° à 15° sur le reste de l'ouvrage.

L'élévation du voile en béton armé n'a pas engendré de difficulté particulière (cf. figure 34) si ce n'est pour la dernière levée où il a fallu modifier la formulation du béton et adopter un béton autoplaçant. En effet, la présence du chevêtre de la culée ne permettait pas d'assurer la vibration du béton.

Pour s'assurer de ne couper aucun acier dans le nouveau voile en BA, des réservations ont été mises en place avant coulage pour le passage des clous.

Ces précautions se sont avérées efficaces et ont permis de conserver l'indépendance de la pile du viaduc vis-à-vis du massif en Terre Armée à renforcer, permettant ainsi de s'affranchir de tout impact sur le viaduc de Gennevilliers (cf. figure 35).

III.4 Renforcement du mur latéral effondré

Le renforcement du mur latéral a été réalisé à l'aide des écailles AD/OC (cf. figure 38). Celles-ci ont permis d'améliorer la vitesse d'exécution de la paroi latérale en s'affranchissant des tâches de coffrage/ferraillage/bétonnage nécessaires à l'élévation d'un voile classique. De plus, elles ont permis d'obtenir instantanément le niveau de résistance nécessaire à l'ouverture de la 3^e voie et par la suite de l'autoroute.

En ce qui concerne le renforcement au niveau de la zone effondrée, la difficulté principale résidait dans la parfaite implantation des clous sur le parement effondré en se représentant correctement la projection de ceux-ci sur la future paroi AD/OC. En effet, l'inclinaison de 10° nécessitait l'intervention d'un géomètre pour s'assurer que les clous s'inséreraient correctement au niveau du centre de l'écaille AD/OC.

Pour le renforcement de la partie inférieure, sous les décombres, il était difficile de positionner correctement les écailles AD/OC sur les écailles existantes du fait de la désorganisation de celles-ci. Cependant, le terrassement et la projection de béton sur un treillis soudé à l'avancement ont permis de descendre au fur et à mesure et de stabiliser la paroi existante par clouage (cf. figure 37).

La réouverture de la 3^e voie étant un objectif particulièrement important, des simulations sous TALREN ont montré que celle-ci serait possible une fois mis en œuvre les clous des rangs 3, 4 et 5. Dans la pratique, la rapidité de l'exécution mais aussi la nécessité d'assurer correctement les jonctions entre les écailles ont conduit à clouer également les rangs 1 et 2 avant la réouverture qui s'est déroulée dans les temps, après seulement deux mois de travaux. Le renforcement a nécessité 50 clous (34 sur les rangs 1 à 5 pour la 1^{re} étape) d'une longueur variable de 11 m à 16 m avec des cadences proches de 50 ml par jour.

Le soutènement a été réalisé à l'aide de 50 écailles AD/OC pesant 500 kg chacune, de deux types différents en fonction des efforts à reprendre au niveau de la paroi (cf. figure 40). Sur les trois premiers rangs, des écailles résistant à un effort de 30 tonnes ELU ont été mises en œuvre, ainsi qu'en tête du mur (rang 7) pour s'assurer de la tenue en cas de transmission des efforts consécutif à un choc sur les dispositifs de retenue. Pour le reste des écailles, les calculs ont démontré qu'une résistance de 20 tonnes était suffisante. Il faut noter que la différence entre les deux types d'écailles n'est pas visible et concerne essentiellement leur ferraillage.

Pour finir, l'espace entre la zone effondrée et la paroi AD/OC est finalement comblé à l'aide d'un matériau très perméable permettant de revenir à un fonctionnement de type Terre Armée, où l'eau a la possibilité de s'évacuer sans créer de poussée hydrostatique, grâce à des trous prévus les quatre côtés de l'écaille. L'espace annulaire est lui aussi comblé pour permettre d'assurer un transfert optimum des efforts du clou sur l'écaille AD/OC.



Figure 36 : Forage au droit de la zone effondrée



Figure 37 : Mise en œuvre d'une écaille AD/OC en déblai



Figure 38 : Élévation de la paroi AD/OC

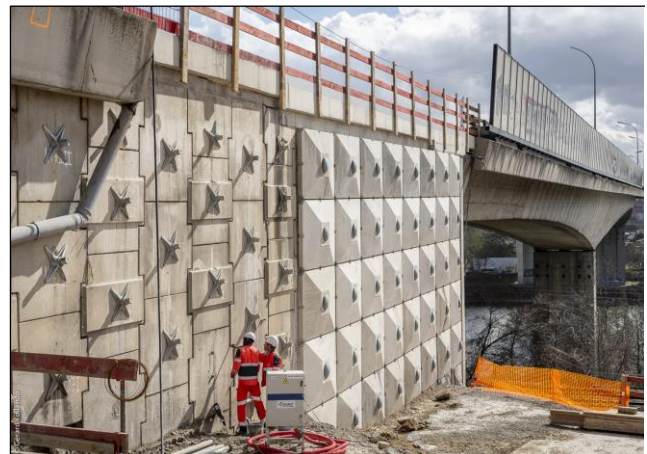


Figure 39 : Mur latéral à la fin du chantier

Les écaillés restantes, faisant face au mur garde grève de la culée, ont été déposées et ont été remplacées par trois éléments de murs préfabriqués sur mesure dans un souci d'optimisation des délais (cf. figures 45 et 46). Les têtes d'ancrage des clous étaient préalablement mises en place sur ces voiles car, après la pose de ceux-ci, la face du côté du mur garde-grève de la culée n'était plus accessible.

L'opération suivante a consisté au raboutage des clous du voile préfabriqué avec les clous de la paroi clouée en béton projeté lui faisant face (cf. figure 44).



Figure 41 : Ouverture de la niche



Figure 42 : Blindage de la fouille



Figure 43 : Forage réalisé depuis la niche

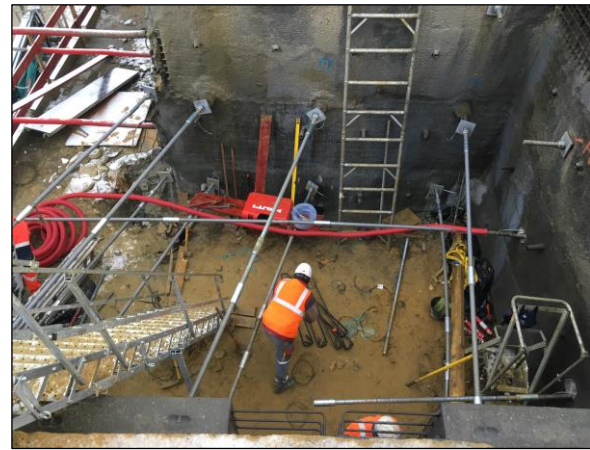


Figure 44 : Raboutage des clous avec le nouveau mur de front préfabriqué

- le traitement d'une zone particulière au niveau du mur garde-grève de la culée avec la création d'une niche permettant le clouage d'une paroi dans une zone extrêmement restreinte et sous circulation,
- enfin, l'utilisation d'une technique innovante, en particulier pour une hauteur aussi importante, avec la mise en œuvre d'écailles AD/OC permettant la reconstitution de la zone effondrée.

Sous les feux des projecteurs, tous les acteurs du chantier ont su maîtriser les difficultés et les techniques nouvelles alors même qu'aucun retard n'était permis (très forte pénalité en cas de dépassement du délai contractuel).

V. Références bibliographiques

[1] Ouvrages de soutènement – Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques – Guide technique LCPC, juillet 2003

[2] Analyse des risques des ouvrages en remblai renforcé relevant de la technologie « Terre Armée® », Guide technique, septembre 2014

[3] TEXSOL Ouvrages de soutènement – Guide technique LCPC et SETRA, mars 1990

[4] Recommandations Clouterre 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols

[5] Norme NF P94-242-1 - Renforcement des sols – Essai statique d'arrachement de clou soumis à un effort axial de traction – Essai à vitesse de déplacement constante, mars 1993

[6] Norme NF P 94-270 – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué, juillet 2009

[7] Norme NF EN 12 501-2 - Protection des matériaux métalliques contre la corrosion – Risque de corrosion dans les sols – Partie 2 : matériaux ferreux faiblement alliés ou non alliés, septembre 2003

[8] Norme NF EN 1992-1 – Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1, octobre 2005

[9] Norme NF EN 1997 – Eurocode 7 : Calculs géotechniques, juin 2005

Réponse temporelle d'un tablier de pont soumis à une rafale de vent

Antoine Théodore¹

¹ Cerema ITM/CTOA/DGOI 110 rue de Paris 77171 Sourdun, antoine.theodore@cerema.fr

Résumé

Les passerelles, les ponts suspendus, ou encore les ponts à haubans sont soumis aux effets dynamiques du vent. Ceux-ci sont habituellement divisés en deux catégories : les flottements qui induisent une réponse couplée avec le mouvement et l'excitation par la turbulence qui est généralement traitée comme découplée du mouvement. Lorsque ces deux phénomènes s'entremêlent, il devient délicat d'employer les méthodes spectrales usuelles. Les modèles temporels représentent alors une alternative intéressante. L'enjeu majeur consiste à simuler le flottement de décrochage en torsion par amortissement ajouté. Ce phénomène, notamment mis en cause dans l'accident du pont de Tacoma, est encore aujourd'hui central lors de la conception des ouvrages d'art.

La présente étude s'articule autour du développement d'une nouvelle formulation temporelle du moment de tangage induit par le mouvement, qui a la particularité de bien se combiner avec les représentations instationnaires du chargement aérodynamique d'une rafale. La construction de ce nouveau modèle aéroélastique repose sur l'introduction d'un temps de retard entre la position instantanée du tablier et les efforts aérodynamiques. La validation du modèle est assurée par des essais en soufflerie. Ils sont réalisés avec des maquettes sectionnelles, élastiquement supportées, soumises aux effets du vent moyen et à ceux d'une rafale. Trois sections types, stables ou instables, sont considérées : le pont de Millau, le pont de Tacoma et une aile au profil asymétrique (géométrie de référence NACA-4412).

Remerciements

Les résultats présentés dans cet article sont extraits d'un travail de thèse réalisé au LadHyX (Ecole Polytechnique) sous la supervision de Pascal Hémon et Xavier Amandolese.

I. Notations

I.1. Paramètres structurels

θ angle d'attaque

z altitude

t temps

s temps réduit

B corde

b demi corde

D hauteur

S section

m masse linéique

J inertie de torsion linéique

f_θ fréquence du mode de torsion

ω_θ pulsations du mode de torsion

k_θ raideur du mode de torsion

η_θ amortissement du mode de torsion

I.2. Paramètres aérodynamiques

\bar{U} vitesse moyenne du vent

Re nombre de Reynolds

U_r vitesse réduite

K pulsation réduite

ρ masse volumique de l'air

L force de portance dans le repère du vent

M moment de tangage dans le repère du vent

C_L coefficient aérodynamique de portance dans le repère du vent

C_M coefficient aérodynamique de moment de tangage

$\varphi(s)$ fonction de Küssner

$A_1^*, A_2^*, A_3^*, A_4^*$ dérivées de flottement en torsion

τ temps de retard

τ^* retard adimensionné

$u(t)$ composante longitudinale des fluctuations de la vitesse du vent

$w(t)$ composante verticale transversale des fluctuations de la vitesse du vent

II. Introduction

II.1. Vibrations des tabliers de ponts

Il existe plusieurs classements des effets vibratoires du vent sur les structures souples [1]. Une approche judicieuse consiste à les distinguer selon la nature de la source d'excitation. Cela permet d'isoler les effets de chaque action et de mettre au point différents modèles d'analyses adaptés à chacun d'eux. On distingue ainsi trois types de comportement vibratoires associés à trois mécanismes d'excitation (figure 1) :

- Les vibrations induites par la turbulence du vent (TIV). Elles se caractérisent par un mouvement vibratoire d'amplitude limitée, augmentant continuellement avec la vitesse moyenne du vent. Elles sont dues aux composantes instationnaires de la vitesse du vent (turbulence atmosphérique naturelle) et peuvent mener à un grand nombre de cycles de charge de fatigue.
- Les vibrations induites par le détachement tourbillonnaire, également appelé tourbillons de Von-Karman (VIV). Les modes naturels de la structure sont excités par les oscillations de son propre sillage. Les excitations de type VIV conduisent généralement à des vibrations observables sur une plage restreinte de vitesse du vent. Elles peuvent apparaître à basse vitesse de l'écoulement.
- Les vibrations induites par le mouvement (MIV). Elles sont le résultat d'une instabilité aéroélastique (par exemple la divergence, le galop, le flottement de torsion et le flottement couplé). Elles entraînent des déplacements de grande amplitude. Elles sont caractérisées par une vitesse critique d'instabilité, au-dessus de laquelle les oscillations apparaissent, et leur amplitude augmente exponentiellement.

Les recouvrements entre ces différents types d'excitations existent. Ils mettent en évidence la possibilité d'apparition simultanée de plusieurs sources d'excitation dans un même système. Cette situation est courante dans toutes les applications d'ingénierie du vent où les structures se trouvent dans la couche limite atmosphérique turbulente, ce qui inclut les ouvrages d'art.

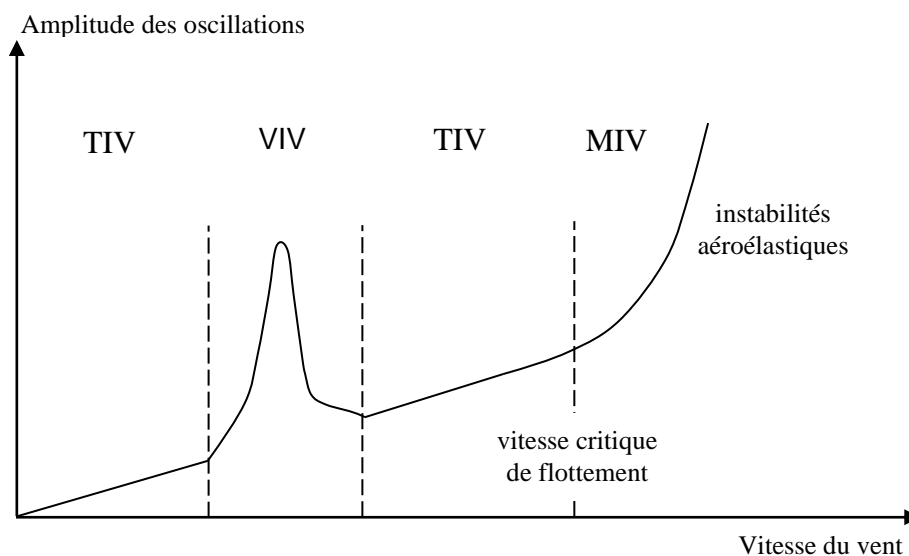


Figure 1 : Amplitude des oscillations en fonction de la vitesse du vent

II.2. Flottement de torsion

Le phénomène aérodynamique qui représente le plus grand danger pour les ouvrages d'art est le flottement de torsion. Il s'agit d'une instabilité aéroélastique (MIV) à un degré de liberté en rotation autour de l'axe longitudinal du tablier. Lorsque les structures souples sont plongées dans un écoulement d'air, leurs raideurs et amortissements naturels sont enrichis de participations d'origine aérodynamique. Ces contributions sont appelées raideurs et amortissements aérodynamiques ajoutés et sont occasionnellement négatives. Le mécanisme du flottement de torsion repose alors sur le changement de signe de l'amortissement du tablier.

En torsion, lorsque la somme des amortissements structurel (positif) et aérodynamique (négatif) est négative, on parle de flottement (figure 2). Lors du flottement, le tablier oscille autour d'une position moyenne, et l'amplitude du mouvement augmente exponentiellement cycle après cycle. Il s'agit du phénomène mis en cause dans la ruine du pont de Tacoma en 1940. Généralement, il existe une oscillation de cycle limite au-delà de laquelle l'amplitude ne croît plus (bien visible sur les vidéos de l'accident de Tacoma [1]). Elle est due aux non-linéarités mécaniques, géométriques, ou aérodynamiques (notamment le décrochage). Toutefois, l'amplitude de ce cycle limite est rarement compatible avec la résistance escomptée des matériaux, c'est pourquoi les flottements ne sont jamais acceptables et doivent systématiquement être écartés lors de la conception des structures.

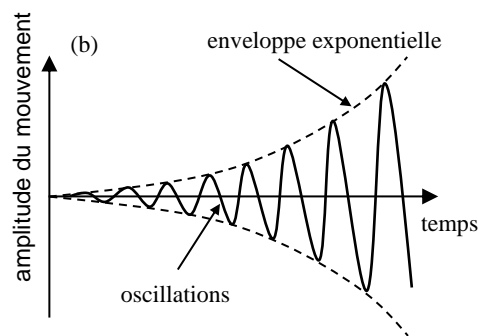


Figure 2 : Le mouvement de flottement de torsion

II.3. Approches spectrales et approches temporelles

La conception aérodynamique des ponts est principalement menée dans le domaine fréquentiel [2]. Elle est basée sur la formulation linéaire des chargements induits par le mouvement et par la turbulence atmosphérique. Les approches spectrales sont généralement suffisantes pour capturer les paramètres critiques du flottement de torsion, ou pour calculer la variance de la réponse dynamique à un vent régulièrement fluctuant. Celles-ci sont qualifiées de spectrales car elles font intervenir la dépendance des paramètres aérodynamiques à la valeur de la fréquence de réponse du système, qui est le plus souvent représentée par la fréquence réduite K .

Le modèle de Scanlan est le plus couramment utilisé pour représenter le chargement aérodynamique induit par le mouvement des tabliers de pont. Du point de vue mathématique le modèle de Scanlan est linéaire. Il suppose une réponse harmonique de faible amplitude de la

structure selon tous ses degrés de liberté. Dans ce cas, le moment de tangage correspondant à un mouvement de torsion vaut :

$$M = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 \left[K A_2^*(K) \frac{B \dot{\theta}}{\bar{U}} + K^2 A_3^*(K) \theta \right] \quad (0)$$

où $K = \omega B / \bar{U}$ est la fréquence réduite, ω la pulsation de la réponse en torsion (en présence de vent), B la largeur du tablier (également appelée corde), et \bar{U} la vitesse moyenne du vent. Enfin, A_2^* et A_3^* sont les dérivées de flottement de la section (ou coefficients de Scanlan).

Néanmoins, les méthodes spectrales échouent généralement à reproduire les régimes transitoires et/ou non-linéaires. Or, un des enjeux actuels de l'ingénierie du vent porte justement sur l'étude du comportement non-linéaire des structures durant les régimes transitoires [3, 4]. En effet, cela est indispensable pour prévoir la réponse des structures soumises à des vents hautement turbulents ou à des effets topographiques inhabituels [5]. A cause des restrictions évoquées précédemment, ces problèmes peuvent seulement être résolus dans un cadre temporel [6]. L'analyse temporelle de la réponse des tabliers de ponts permet de combiner avantageusement différents types de chargements, y compris l'effet d'une rafale transitoire. Elle peut également prendre en compte les non-linéarités structurelles et aérodynamiques [7, 8, 9, 10, 11].

Les modèles temporels quasi-statiques du comportement en torsion des sections minces établissent sommairement une relation linéaire directe entre la position instantanée du tablier (angle d'attaque et abscisse verticale) et les efforts aéroélastiques. Les coefficients de linéarité sont alors appelés coefficients aérodynamiques. Ils sont notés C_M pour un mouvement de tangage (torsion) et C_Z pour un mouvement de pompage (translation verticale, ou flexion). Néanmoins, la théorie quasi-statique qui ne tient de fait pas compte de la mémoire des déplacements reste limitée à l'étude de quelques cas particuliers, et demeure inadaptée à l'étude de sections imparfaitement profilées telles que celles des ponts.

Une version améliorée de la théorie quasi-statique est étudiée dans cet article. Elle inclut une composante à temps de retard, qui permet de couvrir les effets d'adaptation de l'écoulement. Ces effets sont tenus pour responsables du flottement de torsion [12], et font défaut aux approches quasi-statiques habituelles [13]. L'objectif est de proposer une formulation temporelle du moment de tangage capable de reproduire le comportement dynamique d'un tablier sous l'effet d'un vent dont la vitesse fluctue. Un tel modèle se doit de décrire à la fois les comportements stables et amortis, ainsi que les comportements instables en flottement. Il devrait également permettre l'intégration de non-linéarités. L'étude est limitée au cas d'un tablier à un degré de liberté en torsion (figure 10), sujet à la sollicitation d'une rafale (figure 7).

Les procédures de conception habituelles nécessitent des résultats issus de deux différents types de mesures en soufflerie : en régime statique (coefficients aérodynamiques), et en régime dynamique (dérivées de flottement). Ceux-ci sont ensuite combinés pour reproduire la réponse aéroélastique, induite par le mouvement, et turbulente de la structure. L'approche alternative présentée dans cet article implique la réalisation du même type d'essais en soufflerie. Elle repose sur une nouvelle formulation des efforts aéroélastiques, où l'amplitude est calibrée à l'aide des coefficients statiques, et un temps de retard est calculé à partir des dérivées de flottement [14].

III. Essais en soufflerie

III.1. Paramètres structurels, aérodynamiques et aéroélastiques

Les détails géométriques des sections transversales des maquettes des tabliers du viaduc de Millau et du pont de Tacoma sont présentés sur la figure 3. Ces modèles réduits sont testés dans une soufflerie de section carrée de 18 cm de côté. Le coefficient d'obstruction dans la veine n'excède pas 6% pour Millau et 8,5% pour Tacoma, pour un angle d'attaque (angle d'incidence du vent) de 10 degrés.

Pour les essais en régime statique, les maquettes sont encastrées sur une balance aérodynamique. La force de portance et le moment de tangage sont mesurés pour de nombreuses incidences de -12 à +12 degrés et pour différentes valeurs du nombre de Reynolds. On en déduit les valeurs des coefficients aérodynamiques $C_Z = 2F_Z/\rho\bar{U}^2B$ et $C_M = 2M_y/\rho\bar{U}^2B^2$ (figures 4 et 5). Pour les essais en régime dynamique, les maquettes sectionnelles rigides des tabliers sont élastiquement supportées en torsion par un système de ressorts.

Les pentes des coefficients aérodynamiques C'_Z et C'_M sont les dérivées à incidence nulle par rapport à l'angle d'attaque exprimé en radians. Leurs valeurs pour les sections du viaduc de Millau et du pont de Tacoma se trouvent dans le tableau 1.

Nota : De manière générale, l'écoulement du vent doit satisfaire la condition de non-glissement à la surface d'un tablier de pont. Néanmoins, comme la viscosité de l'air est faible, l'influence de cette condition sur l'écoulement se limite à une fine région appelée couche limite. D'un point de vue physique, l'écoulement de l'air dans la couche limite est régi par l'équilibre entre les forces visqueuses et les forces d'inertie du fluide. Le nombre de Reynolds (R_e) quantifie le rapport de leurs effets respectifs :

$$R_e = \frac{\rho\bar{U}B}{\mu} \quad (1)$$

où ρ est la masse volumique de l'air et μ sa viscosité.

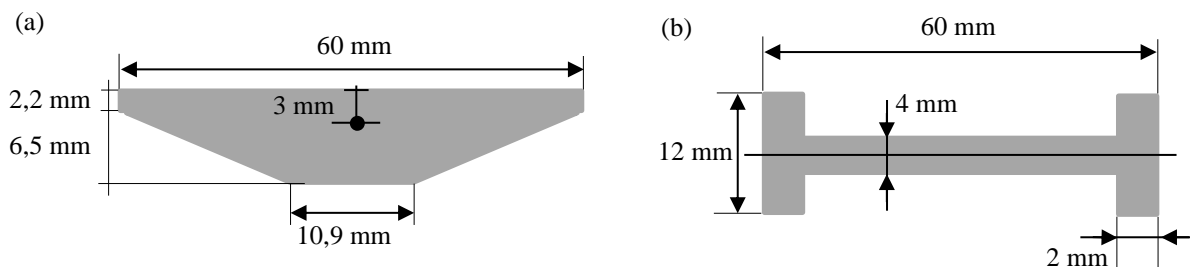


Figure 3 : Sections transversales des maquettes, (a) Millau, (b) Tacoma

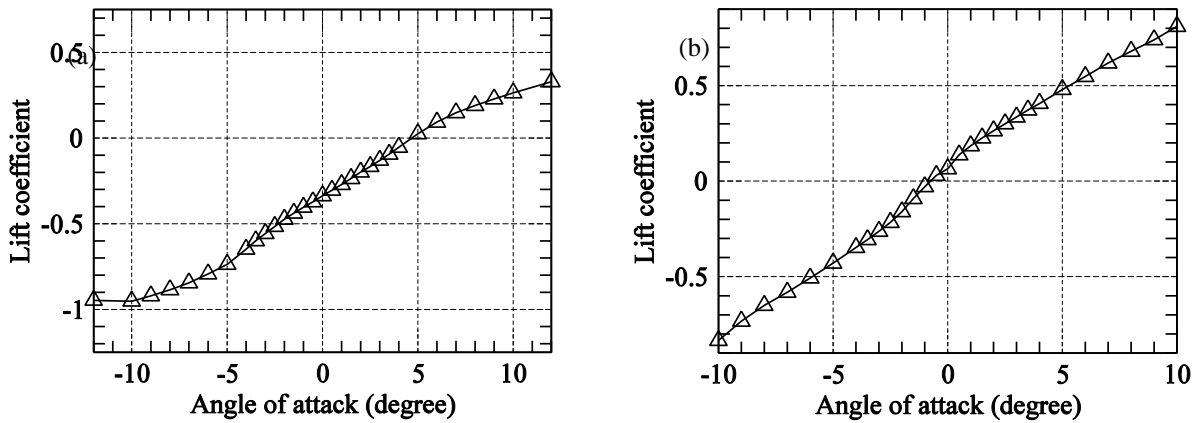


Figure 4 : Coefficient de portance C_z en fonction de l'incidence, (a) Millau $Re=78\ 000$, (b) Tacoma $Re=70\ 000$

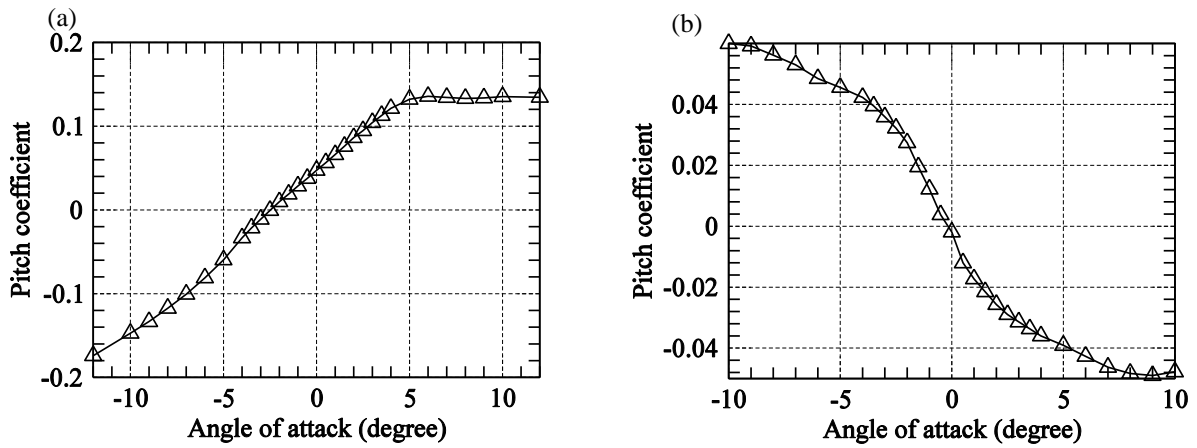


Figure 5 : Coefficient de tangage C_M en fonction de l'incidence, (a) Millau $Re=78\ 000$, (b) Tacoma $Re=70\ 000$

Tableau 1 : Millau et Tacoma - pente des coefficients aérodynamiques

Section transversale	Millau	Tacoma
Nombre de Reynolds	78 000	70 000
C'_M	1,08	-0,86
C'_z	3,8	6,15

Tableau 2 : Principaux paramètres des essais en régime dynamique

	Fréquence propre (Hz)	Amortissement structurel (%)
Millau	11,0	0,12
Tacoma	10,8	1,0

L'angle d'attaque (incidence) $\theta(t)$ est mesuré à l'aide d'un capteur de déplacements laser. Les fréquences de réponse du système sont obtenues par analyse spectrale. Enfin, l'amortissement est mesuré lors de lâchers. La raideur structurelle k_θ , l'amortissement réduit η_θ et la fréquence naturelle f_θ sont identifiés sans vent (voir tableau 2). L'amortissement aérodynamique est obtenu en soustrayant l'amortissement structurel (petit, typiquement 0,15%) de l'amortissement total mesuré avec vent. Les valeurs des dérivées de flottement A_2^* calculées en fonction de la vitesse réduite ($U_r = 2\pi/K$) résultent de ces mesures (figure 6).

Dans l'optique d'obtenir une cohérence maximale entre les résultats à venir, les essais en régimes statiques et dynamiques sont réalisés avec les mêmes maquettes, dans la même soufflerie, et pour les mêmes valeurs du nombre de Reynolds (R_e).

La pente du coefficient de tangage du pont de Tacoma est négative alors que ce paramètre est généralement positif pour les structures stables telles que les ailes ou le tablier du viaduc de Millau (tableau 1). L'analyse de stabilité au flottement des ponts est habituellement basée sur le signe de la dérivée de flottement A_2^* . Cependant, les résultats de soufflerie disponibles dans la littérature montrent que les sections de pont avec A_2^* positive (instables) ont généralement une pente du coefficient de tangage C_M' négative, et réciproquement. Du point de vue expérimental, il semble donc réalisable d'étudier la stabilité au flottement de torsion des tabliers de ponts de la même façon que pour certaines géométries de corps profilés, c'est-à-dire à partir des pentes des coefficients aérodynamiques [15].

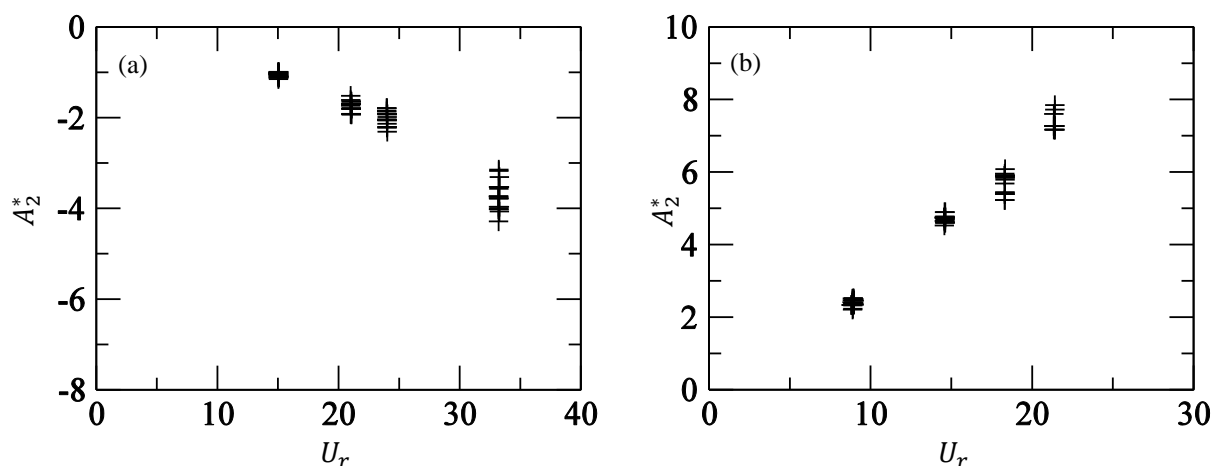


Figure 6 : Dérivée de flottement A_2^* en fonction de la vitesse réduite – (a) Millau, (b) Tacoma

Nota : la vitesse réduite (U_r) symbolise le rapport de deux temps caractéristiques, respectivement représentatifs de la dynamique vibratoire du système et du temps de parcours du fluide. La valeur de la vitesse réduite renseigne sur la nature des interactions entre le mouvement de la structure (vibrations) et l'écoulement environnant. Pour des valeurs de vitesse réduite assez faibles (typiquement de l'ordre de quelques dizaines), la fréquence des oscillations du tablier est suffisamment élevée pour que le fluide en ressente l'effet. Les vibrations de la structure engendrent alors des perturbations dans l'écoulement dont il faut tenir compte pour déterminer les efforts aérodynamiques. Il s'agit d'un phénomène de couplage. De manière générale, les tabliers de ponts évoluent dans ce régime de vitesse réduite.

III.2. Modélisation expérimentale et numérique des rafales

Les rafales sont produites dans la soufflerie à l'aide d'un volet monté en amont de la section de test (figure 7). Il est actionné par un moteur pour que son mouvement soit parfaitement reproductible. Dans le cadre de cette étude, deux types de rafales aux différents temps caractéristiques sont générés. Ils sont ajustés afin d'obtenir une durée caractéristique de sollicitation de l'ordre d'une période de la réponse des maquettes sans vent (cas A), et une demi-période (cas B). La composante verticale $w(t)$ du profil de vitesse du vent (figure 8) est mesurée avec des sondes à fils chauds. Elle peut être approchée par des fonctions Gaussiennes. Les valeurs moyennes (sur cinq enregistrements) des extrema de l'amplitude réduite $w(t)/\bar{U}$ sont tracées en fonction de la vitesse moyenne du vent sur la figure 9.

Le chargement transitoire de la rafale est calculé comme dans [3], c'est-à-dire en utilisant la fonction de Küssner φ intégrée selon le temps adimensionné $s = t \bar{U}/B$ (équation 2). La fonction de Küssner permet de décrire l'effet impulsif d'une variation infinitésimale et instantanée de la vitesse relative du vent ressentie du point de vue du tablier. L'intégrale de Duhamel (au second membre) est calculée en utilisant l'approximation de φ proposée par Jones dans [16] pour une aile elliptique (équation 3). Notons que la composante longitudinale de la rafale $u(t)$ n'apparaît pas dans ce modèle.

$$M_y^{gust}(t) = \frac{1}{2} \rho B^2 \bar{U}^2 C'_M \left[\varphi(0) \frac{w(s)}{\bar{U}} + \int_0^s \frac{w(\sigma)}{\bar{U}} \varphi'(s - \sigma) d\sigma \right] \quad (2)$$

$$\varphi(s) = 1 - 0,5e^{-0,26s} - 0,5e^{-2s} \quad (3)$$

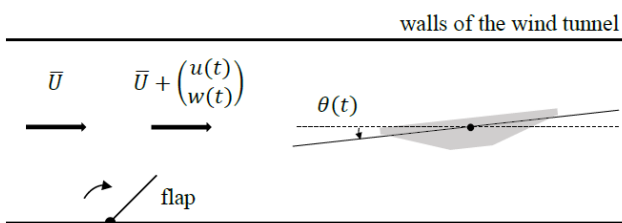


Figure 7 : Schéma du montage avec volet

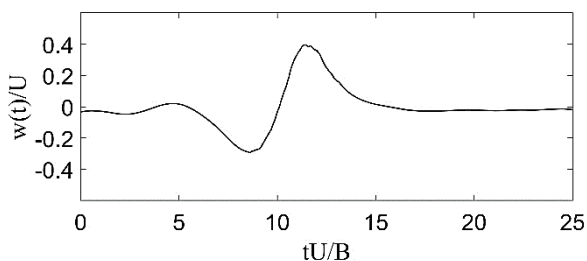


Figure 8 : Profil de vitesse verticale de la rafale en fonction du temps adimensionné

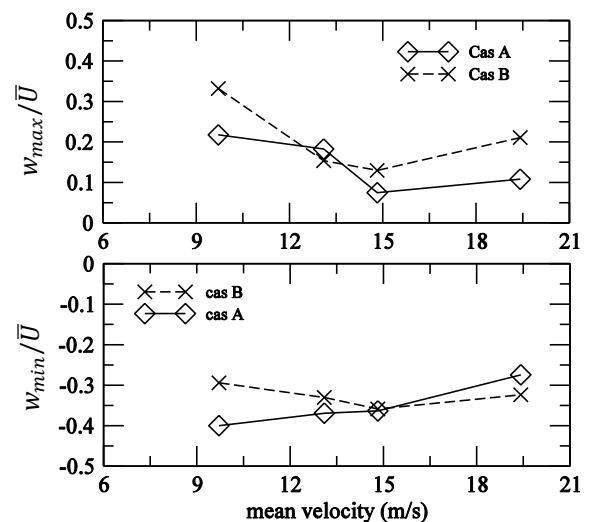


Figure 9 : Amplitude des rafales en fonction de la vitesse moyenne du vent

IV. Simulations numériques et validation

IV.1. Modèle à retard du moment de tangage

L'approximation quasi-statique conduit à négliger les effets d'adaptation de l'écoulement, qui restent importants pour prévoir le déclenchement du flottement de torsion [12]. De plus, les modèles quasi-statiques sont basés sur les coefficients aérodynamiques du tablier, mesurés sur des maquettes immobiles. La dimension dynamique du problème est donc absente. Le modèle temporel présenté dans cette partie vise à dépasser simplement ces limites.

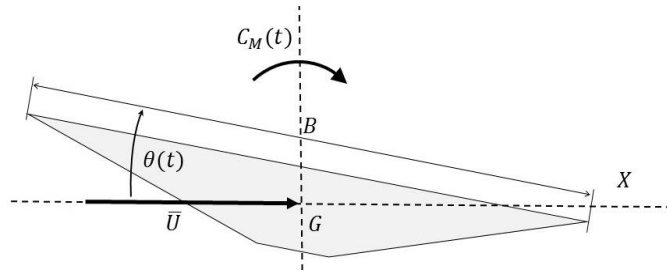


Figure 10 : Configuration étudiée du tablier de pont

Les sections de tablier simulées sont élastiquement supportées en torsion. L'axe de rotation et le centre de gravité sont situés à la demi-corde (figure 10). Ce système peut être décrit avec l'équation du mouvement :

$$J_0 \ddot{\theta} + 2J_0 \eta_\theta \omega_\theta \dot{\theta} + k_\theta \theta = M_y^m(t) + M_y^{gust}(t) \quad (4)$$

où $J_0 = k_\theta / \omega_\theta^2$, M_y^m est le moment de tangage induit par le mouvement et $M_y^{gust}(t)$ le moment occasionné par la rafale.

Le chargement dépendant du mouvement $M_y^m(t)$ est la clef du modèle. Il est exprimé dans le domaine temporel grâce à un nouveau modèle inspiré par la théorie quasi-statique, dans lequel est introduit un temps de retard τ relatif aux effets d'adaptation de l'écoulement (équation 5). Ce délai τ représente le temps nécessaire à l'écoulement pour s'adapter à chaque changement de configuration aérodynamique induit par le mouvement du tablier. Cette approche est similaire à certains travaux antérieurs réalisés dans le domaine de l'aéroélasticité tels que sur les réseaux de tubes [17] ou les alignements de cheminées [18]. Dans ces études, un temps de retard est introduit pour tenir compte d'interactions entre les corps comme dans le modèle de Price et Païdoussis [19]. Les comportements aérodynamiques retardés sont également utilisés dans les modèles du décrochage dynamique des ailes. Leishman et Beddoes [20] ont développé une série de modèles semi-empiriques du décrochage dynamique dans lesquels deux temps de retard différents sont utilisés. L'un représente la durée pendant laquelle un vortex de bord d'attaque persiste. La notion de délai de décrochage apparaît également dans le modèle très utilisé de l'ONERA [21].

$$M_y^m(t) = \frac{\rho \bar{U}^2 B^2}{2} C_M(t - \tau) \quad (5)$$

Les efforts induits par le mouvement peuvent être linéarisés en utilisant la pente du coefficient de tangage C'_M à faible angle d'attaque (équation 6) :

$$M_y^m(t) = \frac{\rho \bar{U}^2 B^2}{2} C'_M * \theta(t - \tau). \quad (6)$$

Notons que le terme constant $C_M(0)$ qui représente la valeur du coefficient de tangage à incidence nulle est négligé dans l'équation 6. Cela est justifié dans la mesure où les termes constants n'interviennent pas dans l'analyse dynamique du système.

En supposant la périodicité du mouvement, il est alors possible de relier le retard avec l'amortissement aérodynamique, et donc avec la dérivée de flottement A_2^* . En introduisant le retard adimensionné $\tau^* = \tau \bar{U} / B$ et la vitesse réduite $U_r = \bar{U} / fB$, on obtient (équation 7) :

$$A_2^* = -\frac{C'_M U_r^2}{4\pi^2} \sin\left(\frac{2\pi\tau^*}{U_r}\right) \quad (7)$$

Les valeurs du retard sont obtenues (équation 7) en utilisant les A_2^* mesurées en soufflerie (essais en régime dynamique) et sont tracées en fonction de la vitesse réduite U_r sur la figure 11. Notons que dans l'équation 7 le coefficient C'_M est également obtenu en soufflerie (essais en régime statique). Il est positif pour les sections stables bien profilées de Millau et de l'aile NACA-4412, et il est négatif pour la section instable du pont de Tacoma.

Les profils NACA sont des profils géométriques pour les ailes d'avions développés par le « aéronautique National Advisory Committee for Aeronautics » (NACA, Etats-Unis). Il s'agit de la série de profils la plus connue et utilisée dans la construction aéronautique [22].

Un résultat important de la figure 11 est que la condition $\tau^* / U_r < 1/2$ est respectée dans tous les cas testés. Ainsi, le signe de A_2^* est complètement imposé par le signe de C'_M . Ce résultat est similaire au critère de stabilité établi par Nakamura [12] pour les corps non profilés de faible rapport d'aspect (c'est-à-dire dont la hauteur est de l'ordre de grandeur de la longueur).

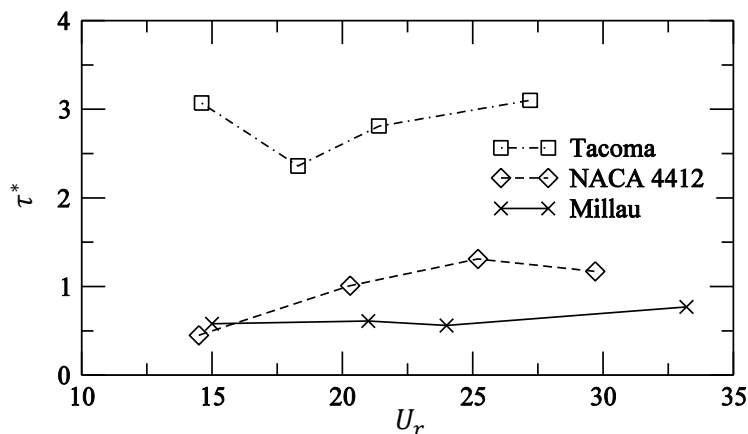


Figure 11 : Retard sans dimension τ^* en fonction de la vitesse réduite U_r .

IV.2. Interprétation physique du temps de retard

Physiquement, les valeurs de τ^* sont connectées avec le délai d'adaptation de l'écoulement au mouvement du pont. Cela peut expliquer pourquoi on trouve que les sections bien profilées (Millau ou NACA) sont caractérisées par de plus petites valeurs de τ^* que les corps non profilés (Tacoma) pour lesquelles le blocage de l'écoulement est plus important.

La grandeur $B/\bar{U} = T_{wind}$ est appelée temps caractéristique de l'écoulement, c'est-à-dire la durée moyenne du voyage d'une particule le long de la corde du tablier. Alors, $\tau^* = \tau/T_{wind}$ est le ratio entre le retard et le temps caractéristique de l'écoulement. Le retard adimensionné τ^* représente donc une échelle temporelle de la perturbation du fluide. Pour le viaduc de Millau, $\tau^* < 1$, ce qui indique que le retard est plus petit que le temps de voyage du fluide. Au contraire, pour le pont de Tacoma, τ^* est de l'ordre de trois, ce qui indique que le retard est beaucoup plus grand que le temps de voyage du fluide. Les observations montrent que les sections instables sont caractérisées par des temps de retard plus longs que le temps caractéristique de l'écoulement, alors que le temps de retard des sections stables est de l'ordre de grandeur du temps caractéristique de l'écoulement. Cependant, dans les deux cas, il a été démontré expérimentalement que la stabilité en flottement du tablier est contrôlée uniquement par le signe de C'_M .

Le retard τ^* peut également être interprété comme une portion de la vitesse réduite. S'il est compris entre zéro et $U_r/2$, le système est stable si $C'_M > 0$, et instable si $C'_M < 0$. S'il est compris entre $U_r/2$ et U_r , le système est instable si $C'_M > 0$, et stable si $C'_M < 0$. Rappelons cependant que l'on a montré expérimentalement que les ponts appartiennent à la première catégorie.

Par ailleurs, on peut observer (figure 11) que certains résultats obtenus avec la maquette de Tacoma sont proches de la valeur maximale d'amortissement aérodynamique qui peut être estimée au travers du modèle à retard proposé. Celle-ci est atteinte lorsque $\tau^* = \tau^*_{lim} = U_r/4$. En effet, quand $U_r = 14.6$ alors $\tau^*_{lim} = 3.65$, ce qui est tout juste supérieur aux valeurs tracées sur la figure 11. La plus haute valeur (positive ou négative) de la dérivée de flottement correspondante vaut alors $A^*_{2_{limit}} = -C'_M U_r^2 / 4\pi^2$. Ce résultat est cohérent avec le fait que les sections transversales en H sont connues pour avoir de plus hauts amortissements aérodynamiques (négatifs) que les autres sections courantes de ponts [2]. Ainsi, malgré cette limite, le modèle à retard doit permettre de prévoir le comportement en torsion de la plupart des tabliers de pont existants, qui sont habituellement mieux profilés que Tacoma.

IV.3. Résultats et comparaisons avec les essais en soufflerie

Les simulations du mouvement de tangage sont tracées simultanément avec les enregistrements correspondants en soufflerie. La réponse tient compte des deux termes, induits respectivement par le mouvement et la rafale, conformément à l'équation 4. Un exemple de mouvement simulé et mesuré de la maquette du viaduc de Millau est présenté sur la figure 12. Les deux régimes, transitoire puis quasi-permanent, sont en bonne adéquation avec les expériences. En effet, l'amplitude du pic initial et l'amortissement progressif sont calculés avec une bonne précision. Un autre exemple est présenté (figure 13). Il s'agit des réponses simulées et mesurées de la maquette du pont de Tacoma soumis aux effets du vent faiblement turbulent de la soufflerie (sans rafale). Le comportement simulé aux petits angles d'attaque est en bon accord avec l'expérience. La différence n'apparaît que pour de plus grandes incidences, typiquement au-delà de 5 degrés. Elle est due aux non-linéarités aérodynamiques de la section. On peut noter que l'intégration d'une expression non-

linéaire du coefficient de tangage dans le modèle, en lieu et place de la linéarisation proposée dans l'équation 6, pourrait significativement améliorer les simulations aux grands angles d'attaque.

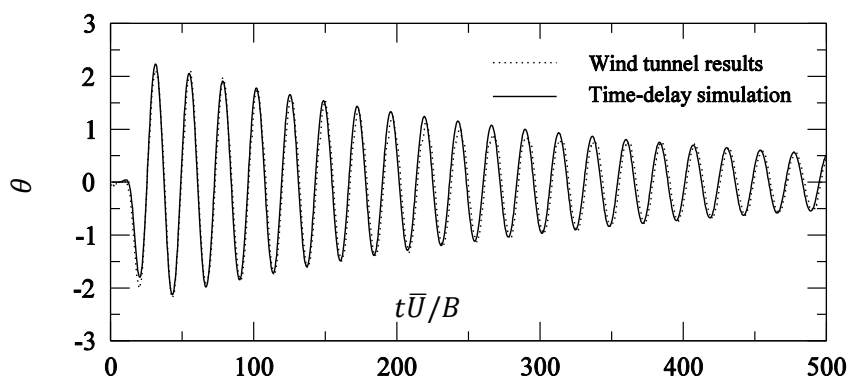


Figure 12 : Réponse à une rafale unique en fonction du temps adimensionné
Millau, cas A, $U_r = 21$

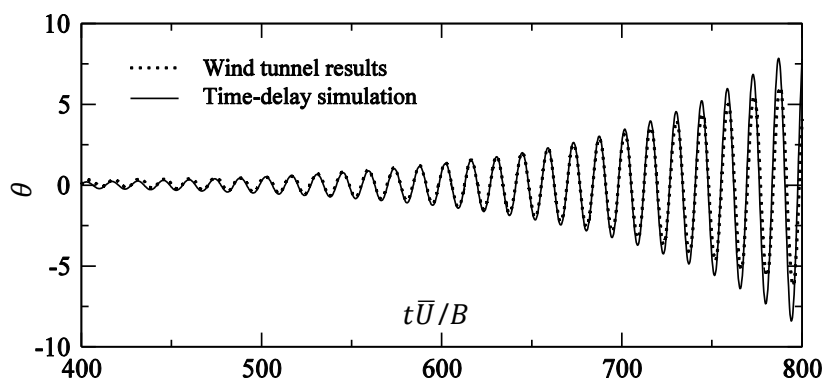


Figure 13 : Réponse au vent moyen en fonction du temps adimensionné
Tacoma, $U_r = 14,6$

V. Conclusions

Une nouvelle approche temporelle à temps de retard des efforts induits par le mouvement a montré une bonne aptitude à simuler le comportement en torsion des tabliers de ponts soumis à une rafale de vent (figure 14). Le paramétrage du modèle ne requiert que des résultats expérimentaux déjà habituellement utilisés en ingénierie du vent, tels que les coefficients aérodynamiques et la dérivée de flottement A_2^* .

Une relation entre le retard adimensionné du moment de tangage et l'amortissement aérodynamique est établie, permettant une interprétation physique cohérente avec les résultats expérimentaux. De plus, l'identification d'une plage de vitesse réduite dans laquelle le retard est quasiment constant pour une géométrie de section donnée semble possible.

Une relation directe entre la pente du coefficient de tangage et la stabilité au flottement est également établie, fournissant un outil de conception inédit à la communauté de l'ingénierie des structures. Son intérêt principal est de simplifier l'analyse de stabilité. En effet, cette relation permet

d'envisager l'évaluation des performances aérodynamiques de la section, sans nécessiter de recourir aux essais en soufflerie en régime dynamique.

Enfin, la variance et les valeurs extrêmes de la réponse vibratoire des tabliers de pont soumis à des écoulements turbulents ont également été explorées. Un travail rigoureux, disponible dans [1], présente les comparaisons entre des mesures expérimentales et des simulations temporelles sur les trois maquettes de ponts et d'aile. Les bons résultats obtenus dans cette étude ont permis de démontrer l'efficacité du modèle à retard pour simuler la réponse temporelle des tabliers de pont aux effets de la turbulence atmosphérique.

En conclusion, l'ensemble des études réalisées ont permis d'éprouver le modèle aéroélastique à retard dans des situations variées et complexes, représentatives de chargements aérodynamiques réalistes pour les ponts. Le développement d'une nouvelle approche temporelle offre ainsi la perspective d'améliorer la prise en compte de ces chargements transitoires dans le domaine temporel, ce que ne permettent pas les approches spectrales habituelles.

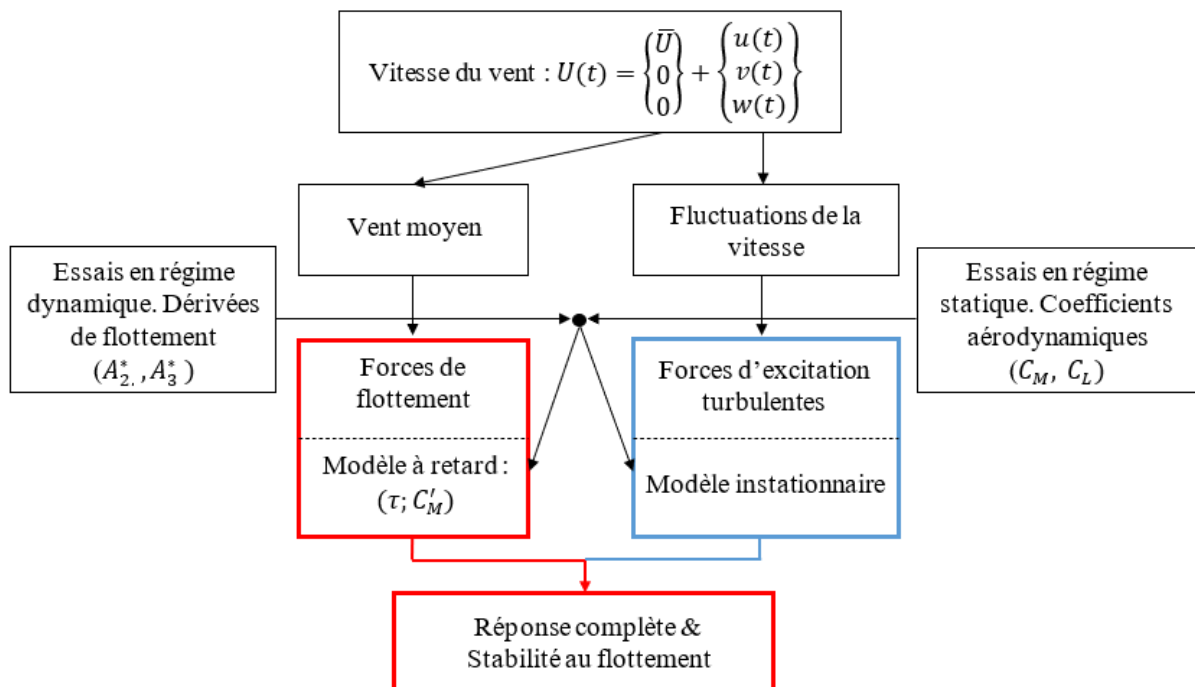


Figure 14 : Schéma de l'approche temporelle à retard

VI - Références bibliographiques

- [1] A. Théodore, Actions du vent sur les ouvrages souples dans le domaine temporel, travail de thèse, Ecole polytechnique, 2020.
- [2] R.H. Scanlan, J.J. Tomko, Airfoil and bridge deck flutter derivatives, J. Eng. Mech. Div., ASCE(1971) 1717-1737.
- [3] X. Amandolese, et al., The transient temporal response of a flexible bridge deck subjected to a single gust, J. of Comp. App. Math. 246 (2013) 153-160.
- [4] S. Manzoor, et al., On the aeroelastic transient behavior of a streamlined bridge deck section in a wind tunnel, J. Fluids Struct. 27 (2011) 1216-1227.

- [5] A.G. Davenport, Vulnerability of long span bridges to wind, IABSE congress report volume 15 (1996) 1031-1042.
- [6] X. Chen, A. Kareem, Aerodynamic analysis of bridges: effects of turbulence and aerodynamic nonlinearities, J. Eng. Mech. (2003) 885-895.
- [7] G. Diana et al., New numerical approach to reproduce bridge aerodynamic non-linearities in time domain, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 96 (2008) 1871-1884.
- [8] H.Y. Farsani et al., Indicial functions in the aeroelasticity of bridge decks, J. Fluids Struct 48 (2014) 203-215.
- [9] X. Chen, et al., Time domain flutter and buffeting response analysis of bridges, J. Eng. Mech, (2000) 7-16.
- [10] L. Caracoglia, NP. Jones, Time domain vs. frequency domain characterization of aeroelastic forces for bridge deck sections, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 91 (2003) 371-402.
- [11] S. Miranda et al., Indicial function and flutter derivative: a generalized approach of the motion related wind loads, J. Fluids Struct 42 (2013) 466-487.
- [12] Y. Nakamura, T. Mizota, Torsional flutter of rectangle prisms, J. Eng. Mech. 101 (1975) 125-142.
- [13] Y. Nakamura, On the aerodynamic mechanism of torsional flutter of bluff structures, J. of Sound and Vibration 67 (1979) 163-177.
- [14] A. Théodore, Temporal response of a bridge deck subject to a wind gust, in The 15th International Conference on Wind Engineering, Pékin, 2019.
- [15] M. Matsumoto, Aerodynamic damping of prisms, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 59 (1996) 159-175.
- [16] Y.C. Fung, An introduction to the Theory of aeroelasticity, Dover, New York, 1993.
- [17] P. Hémon, An improvement of the time delayed quasi-steady model for the oscillations of circular cylinders in cross-flow, J. Fluids Struct. 13 (1999) 291-307.
- [18] M-T. Bourdeix, et al., Wind induced vibrations of chimneys using an improved quasi-steady theory for galloping, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 74-76 (1998) 785-794.
- [19] S. J. Price, M. P. Païdoussis, An improved mathematical model for the stability of cylinder rows subject to cross flow, J. of Sound and Vibration 97 (1984) 615-640.
- [20] J. G. Leishman, T. S. Beddoes, A semi-empirical model for dynamic stall, J. of the American Helicopter Soc. 34 (1989) 18-29.
- [21] K. W. McAlister et al., Application of the ONERA model of dynamic stall, NASA technical paper 2399 (1984), report 84-A-3
- [22] I. Abbot, A. Doenhoff et L. Stivers, Summary of airfoil data, NACA technical report – n°824, 1945

Pose et dépose d'ouvrages d'art à l'aide de chariots automoteurs

Daniel de Matteis¹

¹ Cerema ITM/CTOA 110 rue de Paris 77171 Sourdun, daniel.de-matteis@cerema.fr

Résumé

Le présent article est entièrement consacré à la mise en place de tout ou partie d'un ouvrage d'art à l'aide de véhicules sur pneus pouvant être couplés entre eux et pourvus d'une grande capacité de levage. L'article décrit les grands principes de cette méthode, qui s'est considérablement développée depuis une vingtaine d'années, et son domaine d'emploi, puis détaille l'opération de déplacement de l'ouvrage, selon son type. Il présente ensuite certaines précautions à prendre pour réussir cette opération puis conclut en précisant les avantages et les inconvénients de la méthode.

Remerciements

L'auteur remercie pour leur aide précieuse Olivier Gyomorey (Mammoet) et Serge Boitard (Sarens), ainsi que Manuel le Moine, Nicolas Munier et Fabrice Rouchouze (SNCF Réseau).

Les photos qui illustrent cet article ont été fournies par les sociétés Mammoet et Sarens ainsi que par SNCF Réseau, la DiRIF, le Cerema et la SMER Tégéval.

I. Objet du présent article

Le présent article concerne la pose et/ou la dépose de ponts ou de tabliers de ponts à l'aide de chariots automoteurs, méthode couramment appelée pose aux kamags, du nom de l'un de leur fabricant, ou encore en français, pose avec des SPMT (Self Propelled Modular Transporter).

II. Description de la méthode

Dans ce qui suit, le terme de ripage est utilisé pour désigner le déplacement par chariots automoteurs de tout ou partie d'un ouvrage d'art. Cette technique ne doit pas être confondue avec celle consistant à mettre en place un nouveau tablier ou un nouvel ouvrage à l'aide de longrines et de vérins horizontaux perpendiculaires à la voie portée.

II.1 Principes généraux

Généralités

La méthode consiste à construire un pont complet ou un tablier de pont à un endroit donné puis à l'amener à son emplacement définitif à l'aide de véhicules sur pneus prenant en charge l'ouvrage et circulant sur une route ou une piste (voir photos 1 et 2).



Photo 1 : Mise en place d'un ouvrage complet en béton de type portique double



Photo 2 : Mise en place d'un tablier de pont en acier

La méthode comportant de nombreuses déclinaisons, nous décrivons ci-dessous son principe dans quatre cas de figure courants mais très différents et sans rentrer dans les détails.

Cas du seul tablier d'un ouvrage neuf autre que cadre ou portique

La méthode est souvent utilisée pour la seule mise en place du tablier d'un ouvrage au-dessus d'une voie circulée, ses piles et culées étant construites de manière classique. Dans ce cas, le principe de la méthode est le suivant :

- on construit les culées et, le cas échéant, les piles, par les méthodes classiques,
- on construit le tablier au droit d'un délaissé, souvent parallèlement à la voie franchie, et on l'équipe de tout ou partie de ses superstructures,
- par une opération de vérinage, on amène le tablier à une altitude compatible avec sa prise en charge par les chariots,
- les chariots sont placés sous le tablier et le prennent en charge,
- une fois la voie franchie fermée, les chariots le transportent au droit des appuis définitifs,
- la circulation sur la voie franchie est rétablie,
- les culées sont achevées (murs...) et les appareils d'appui définitifs posés,
- les dernières superstructures sont posées.

Cas d'un ouvrage neuf complet de type cadre ou portique

Pour un ouvrage neuf de type cadre ou portique à mettre en place dans un remblai existant supportant des circulations routières ou ferroviaires, le principe est légèrement différent et constitué comme suit :

- on construit l'ouvrage au complet, y compris murs en retour et superstructures, à côté du remblai existant,
- une fois les circulations interrompues, on dépose le corps de chaussée ou les voies ferrées puis on terrasse et on évacue le volume de remblai correspondant à l'encombrement du futur ouvrage,
- les chariots prennent en charge l'ouvrage et l'amènent en roulant jusqu'à son emplacement définitif,
- le vide entre les remblais encore en place et les piédroits du portique ou du cadre est comblé,
- le corps de chaussée ou les voies ferrées sont reconstitués,
- les circulations sont rétablies.

Cas d'un ouvrage neuf complet autre que cadre ou portique

Ces dernières années, la méthode a également été utilisée pour mettre en place des ouvrages plus importants dans un remblai existant supportant des circulations routières ou ferroviaires. Dans ce cas, le principe de la méthode est le suivant :

- on construit le tablier, y compris ses superstructures, les piles et les culées à côté du remblai existant,
- une fois les circulations interrompues, on dépose le corps de chaussée ou les voies ferrées puis on évacue le volume de remblai correspondant à l'encombrement du futur ouvrage,
- les chariots prennent en charge une par une les piles et les culées et les amènent en roulant jusqu'à leur emplacement définitif,
- les chariots prennent en charge le tablier et l'amènent en roulant jusqu'à ses appuis définitifs,
- le vide entre les remblais encore en place et les culées est comblé,
- le corps de chaussée ou les voies ferrées sont reconstitués,
- les circulations sont rétablies.

Cas du remplacement d'un tablier existant devenu inadapté

La méthode est souvent utilisée pour remplacer un tablier de pont existant devenu inadapté (corrosion, étroitesse, nécessité de limiter la vitesse des PL ou des trains) et ne pouvant être déposé à la grue. Dans ce cas, la méthode suivie est sensiblement la suivante :

- on construit le nouveau tablier au droit d'un délaissé, souvent parallèlement à la voie franchie, et on l'équipe de tout ou partie de ses superstructures,
- une fois les circulations interrompues, les chariots sont placés sous le tablier existant, le prennent en charge et l'amènent en roulant jusqu'à un site proche où il sera démoli ou ferrailé,
- la partie haute des appuis existant est modifiée pour être mise en compatibilité avec le nouveau tablier,
- les mêmes chariots sont ensuite placés sous le nouveau tablier, le prennent en charge et, après roulage, le déposent sur les appuis existants conservés,
- les dernières superstructures sont posées et, le cas échéant, les voies ferrées sont reconstituées,
- les circulations sont rétablies.

Entreprises spécialisées dans la mise en œuvre de la méthode

Les chantiers objets du présent article sont le plus souvent menés par une entreprise générale avec le concours, si le tablier est en acier, d'une entreprise de construction métallique.

Au sein de ces chantiers, le ripage est effectué par une entreprise hautement spécialisée et possédant des chariots automoteurs. En France, les principales entreprises de ripage sont, dans l'ordre alphabétique, Mammoet, Sarens et Scales.

II.2 Domaine d'emploi de la méthode

Contextes d'utilisation

Comme nous l'avons vu au II.1, la méthode est le plus souvent utilisée dans trois situations :

- la pose de tabliers seuls au-dessus d'une route en circulation ou sur une voie d'eau,
- la mise en place d'ouvrages complets dans un remblai routier ou ferroviaire existant,
- la dépose de tabliers existants devenus inadaptés.

Dans tous les cas, les circulations doivent être interrompues mais la méthode minimise la durée de ces coupures.

Nous indiquons dans la suite de ce paragraphe les types d'ouvrages qui sont le plus souvent mis en œuvre dans les deux premières situations.

Mise en place de tabliers seuls sur une route en circulation ou sur une voie d'eau

Les tabliers posés par cette méthode sont souvent des tabliers en acier de forme ou de structure complexe (bow-string, arcs, tablier de largeur ou de hauteur variable), à une ou deux travées, qui ne peuvent pas être lancés et dont la pose à la grue nécessiterait des engins de très grande capacité ou serait incompatible avec la distance entre l'aire de préfabrication et l'emplacement définitif. La technique concerne également des ponts à poutres latérales à âmes pleines ou de type Warren. Des tabliers plus modestes sont également mis en place par cette technique comme des dalles en béton armé ou des dalles à poutrelles enrobées.

La méthode peut également être utilisée sur des ouvrages plus longs mais dans ce cas, c'est souvent la seule partie au-dessus des voies circulées qui est mise en place avec des chariots, le reste étant construit avec des méthodes plus classiques.

La méthode n'est par contre pas utilisée pour des tabliers en béton précontraint. En effet, le positionnement des points d'appui que sont les chariots pendant la phase de ripage conduirait à des efforts incompatibles avec le tracé des câbles définitifs, ce qui obligerait à mettre en place une précontrainte provisoire coûteuse. Les ouvrages en béton précontraint sont également souvent très rigides, ce qui les rend sensibles aux dénivellations d'appui qui peuvent survenir pendant le ripage du fait de la technique.

Mise en place d'ouvrages complets à travers un remblai existant

Dans le cas de la création de nouveaux franchissements à travers des remblais routiers ou ferroviaires existants (suppression de passages à niveau, créations d'ouvertures hydrauliques, désenclavement de zones à urbaniser) des ouvrages entiers de type cadre ou portique, simples ou doubles, sont très souvent mis en œuvre par cette méthode. Cette dernière permet en effet la mise en place très rapide d'un ouvrage neuf, dans le cadre d'une opération avec interruption totale des circulations pendant seulement quelques jours, voire une journée.

Sur quelques chantiers récents, la méthode a aussi permis de mettre en place des ouvrages plus longs et plus complexes que des cadres ou portiques comme des ponts à poutrelles enrobées ou des ponts dalles préfabriqués (voir photo 3). Dans ce contexte, piles, culées et tablier sont préfabriqués près de leurs emplacements définitifs puis mis en place un par un à l'aide des chariots automoteurs.



Photo 3 : Préparation du ripage d'un tablier multi-travées à poutrelles enrobées

II.3 Description des chariots automoteurs

Dans la suite du présent article, nous désignons par le terme « chariot automoteur » un ensemble constitué par un certain nombre de remorques, un moteur et une palée. Dans ce qui suit, nous décrivons chacun de ces éléments.

Les remorques

L'outil principal mis en œuvre dans le cadre de cette méthode est un véhicule sans cabine comportant plusieurs lignes d'essieux équipés de roues avec pneus et capable de supporter une charge importante.

Ce véhicule est appelé « remorque » dans la suite de cet article mais d'autres noms sont souvent utilisés comme « SPMT » qui est l'acronyme de Self-Propelled Modular Transporter ou encore « véhicule automoteur modulaire » (voir photo 4).

Les remorques ne peuvent pas circuler sur route ouverte, entre autres car leur vitesse maximale est proche de 10km/h. Elles sont la plupart du temps amenées sur chantier par camions.

La plupart des remorques utilisées en France sont produites par Cometto, Kamag, Scheuerle et comportent 4 ou 6 lignes d'essieux à 2 essieux chacune, soit 4 roues par ligne d'essieux.



Photo 4 : Exemple de remorque

Une remorque présente une largeur d'environ 2,50m et une hauteur au-dessus du plan de roulage de 1,50m.

Une remorque ne comporte ni moteur, ni volant. Elle est dotée d'un triple système hydraulique permettant de faire avancer l'engin, de le diriger (faire tourner ses roues) et, enfin, de gérer finement l'altitude du colis.

En phase de roulage, le système hydraulique permet de garantir automatiquement l'horizontalité du colis même si des obstacles comme des dos d'âne ou des trottoirs doivent être franchis.

Afin que le colis soit en appui sur 3 voire 4 appuis maximum au sens de la résistance des matériaux, tous les essieux intervenant dans une opération de ripage sont regroupés en 3 voire 4 groupes agissant chacun comme un seul appui. Pour ce faire, tous les essieux d'un même groupe sont alimentés par le même bain d'huile, ce qui est rendu possible par un ensemble de vannes d'alimentation disposées sur le circuit hydraulique de levage. Lorsqu'une opération de ripage nécessite un très grand nombre d'essieux, il est fréquent que tous les essieux d'un même groupe de remorques voire de deux groupes de remorques fassent partie du même groupe.

Chaque essieu de deux roues dispose de sa vanne. Ainsi, en cas de problème sur son circuit ou son vérin, il peut être isolé par la coupure de son alimentation. Sa charge se répartie alors sur les autres essieux de son groupe.

En phase de levage ou dépose du tablier, l'opérateur pilotant l'opération a la possibilité de modifier l'altitude du colis transporté dans une limite de plus ou moins 25 à 30 cm par rapport à sa position normale, grâce à des vérins placés entre le châssis de la remorque et les roues.

Les remorques sont d'autre part conçues pour pouvoir se coupler électroniquement et hydrauliquement entre elles et donc supporter des charges dépassant largement la capacité d'une seule remorque élémentaire. Ce couplage peut s'effectuer aussi bien longitudinalement que transversalement, sans aucune limite de nombre. Il assure une continuité du système hydraulique qui permet de piloter les remorques ; un groupe de plusieurs remorques peut donc être actionné avec un seul moteur.

Le nombre de remorques à mobiliser sur un chantier donné est étroitement lié au poids du colis à déplacer. Les remorques les plus anciennes peuvent supporter une charge utile de 30 tonnes par essieu de 2 roues. Sur les remorques les plus récentes utilisées en France, cette charge peut atteindre 48 tonnes par essieu. Dans ce dernier cas et à titre d'exemple, un colis de 2 000 tonnes nécessite la mise en œuvre de 44 essieux de 2 roues, soit 22 lignes d'essieux, qui peuvent être obtenus avec 4 remorques à six lignes d'essieux ou 6 remorques à quatre lignes d'essieux. Le nombre de lignes d'essieux nécessaires est un paramètre important de l'opération de ripage.

Compte tenu de la taille de leurs pneumatiques, les essieux exercent une pression comprise entre 10 et 13 tonnes par m² selon le matériel, soit sensiblement la contrainte qu'exerce un poids lourd.

Les pneus sont en général remplis d'air mais des pneus remplis de mousse, plus robustes, sont disponibles lorsque le risque de crevaison est important.

Afin de pouvoir manœuvrer dans des espaces limités, chaque essieu d'une remorque peut tourner jusqu'à 90 degrés autour de son axe vertical. Il est également possible de faire tourner la remorque autour de son axe vertical en dirigeant les essieux dans des directions opposées.

Le moteur

Juste avant les phases de déplacement, chaque groupe de remorques est équipé d'un groupe hydraulique placé dans un mini container, totalement indépendant et souvent appelé powerpack (voir photos 5 et 6 ci-dessous). C'est ce moteur, fourni par le fabricant de remorques, qui délivre l'énergie nécessaire au système hydraulique des remorques.



Photo 5 : Exemple de Powerpack constituant le système de motorisation et de levage des remorques – Vue de coté



Photo 6 : Exemple de Powerpack
Vue de face

Le groupe hydraulique (moteur + pompe), qui actionne tous les essieux qui lui sont reliés, est logé dans un container qui peut être installé à l'avant des remorques ou posé dessus, suivant la place disponible. En général, un groupe hydraulique entraîne jusqu'à 30 essieux.

Lorsqu'il est installé à l'avant de la remorque, le powerpack constitue un porte-à-faux qui peut gêner le franchissement de points singuliers du profil en long de la piste ou de la voie de roulage. Sur certains modèles de remorques, l'extrémité libre du moteur peut être soulevée, c'est-à-dire éloignée du terrain naturel, pour faciliter le passage de ces points singuliers.

Lorsque le ripage nécessite plusieurs groupes de remorques et donc plusieurs powerpacks, ce qui est extrêmement fréquent, ces derniers sont reliés entre eux par un système électronique attribuant à l'un d'entre eux le rôle de « maître » et aux autres le rôle « d'esclaves ». De ce fait, seul le powerpack maître est piloté.

Les palées

A l'origine, les remorques ont été développées pour transférer des charges très lourdes de l'usine où ces dernières ont été assemblées vers un parking ou vers une barge et ce, sans variation importante d'altitude. De ce fait, dans le cas de la mise en place d'un ouvrage ou d'un tablier, les remorques sont toujours complétées par des palées métalliques permettant de maintenir l'ouvrage plusieurs mètres au-dessus des remorques et du terrain naturel.

Contrairement aux remorques qui sont des véhicules industriels fabriqués en petite série, les palées sont conçues et construites au cas par cas par l'entreprise de ripage. D'une grande importance pour la sécurité du ripage, elles doivent faire l'objet d'une note de calculs établie par cette société, vérifiée par le maître d'œuvre et démontrant la stabilité de l'ensemble lors de l'opération.

La morphologie des palées, le plus souvent constituées de profilés du commerce verticaux et/ou horizontaux, varie beaucoup d'un ouvrage à l'autre.

La photo 7 ci-dessous montre une palée très massive et très simple utilisée pour la mise en place d'un petit ouvrage de type portique pouvant être soulevé par la traverse supérieure. Il y a lieu de noter que cette méthode est limitée aux ouvrages les plus modestes, la solution décrite ci-dessous étant plus satisfaisante vis-à-vis des efforts se développant dans le portique pendant cette opération.

La photo 8 ci-dessous montre une palée beaucoup plus complexe déplaçant un ouvrage de type portique et comportant de très grosses poutres transversales traversant les piédroits, grâce des réservations laissées à la base de ceux-ci.



Photo 7 : Palée supportant un petit portique au niveau de sa traverse



Photo 8 : Palée avec poutres transversales supportant un portique par ses deux piédroits

Les photos 9 et 10 ci-dessous montrent des palées élancées fréquemment utilisées pour poser des tabliers en acier de moyenne à grande portée. Des béquilles sont parfois intégrées aux palées pour améliorer l'équilibre statique de l'ensemble constitué par le tablier et les chariots.



Photo 9 : Palée avec tubes et chevêtres supportant un tablier de pont en acier



Photo 10 : Palée avec poteaux, béquilles et traverses supportant le tablier en acier d'une passerelle en arc

Dans certains cas, les palées sont constituées ou intègrent des tours de vérinage qui vont permettre de lever le colis plus haut que ce qui est permis par le seul débattement de +/-25 à 30cm autorisé par les vérins des essieux des remorques. Ceci peut être le cas quand, par exemple, le délai d'interruption du trafic est très court et impose de construire les murs garde-grève des culées avant même l'opération de ripage (voir photo 11 ci-dessous).



Photo 11 : Palée avec tours de vérinage supportant un tablier en acier de type bow-string

Les palées ne sont pas fixées à leur base sur les remorques mais simplement plaquées par le poids propre du tablier ou de l'ouvrage déplacé.

Afin d'éviter tout mouvement accidentel du colis par rapport aux chariots, ce dernier est souvent bloqué sur les chariots par des câbles en acier.

Les chariots doivent toujours être reliés mécaniquement entre eux soit par le colis à transporter, bloqué au niveau des points de prise en charge avec structures liaisonnées aux chariots, soit par des poutres de liaison horizontales. Il faut en effet empêcher tout déplacement horizontal des chariots par rapport au colis transporté car ce déplacement pourrait provoquer un basculement.

Détermination du nombre et de la position des chariots

Le nombre de chariots, c'est-à-dire le nombre de points d'appui en phase provisoire, et leurs positions longitudinales sont définis par l'entreprise de ripage en fonction de différents paramètres et notamment :

- la configuration du colis à transporter (poids, hauteur, position du centre de gravité),
- la capacité de l'ouvrage à reprendre, sans renforts trop importants, les efforts issus du schéma statique de ripage,
- l'encombrement des remorques,
- l'environnement du site (possibilités de rotation et d'évolution des chariots),
- la disponibilité du matériel.

II.4 Gestion de l'altitude de l'ouvrage

Juste avant le ripage, certains ouvrages doivent être vérinés pour que les chariots puissent se glisser dessous.

Cas de la mise en place d'un tablier neuf

Juste avant son ripage, le colis à déplacer doit être placé à une hauteur au-dessus du TN de la zone de préfabrication légèrement supérieure à celle qu'il présentera au-dessus du TN de la piste de roulement, au droit de son emplacement définitif. Comme cela est précisé précédemment, des vérins

verticaux logés entre le châssis et les essieux des remorques peuvent modifier l'altimétrie du tablier, mais dans la limite de plus ou moins 25 à 30 cm. Ce potentiel est en outre souvent réservé à des opérations de calage altimétrique fin avant pose de l'ouvrage à son emplacement définitif.

Si l'ouvrage n'a pas été construit à une hauteur au-dessus du TN proche de la hauteur définitive, ce qui est souvent le cas des tabliers en béton ou en acier construits près du sol, il convient au préalable de le vériner, souvent de plusieurs mètres. Cette opération peut être faite soit par l'entreprise générale, soit par l'entreprise assurant le ripage de l'ouvrage.

Les photos n°12 et 13 ci-dessous montrent un tablier métallique à poutres latérales à deux travées, initialement assemblé près du sol pour faciliter le travail des soudeurs et des peintres, élevé par vérinage de 3 à 4 m pour permettre sa prise en charge par les chariots automoteurs. A ce stade, ce tablier repose sur six tours de vérinage à caissettes fournies et mises en œuvre par l'entreprise de ripage.

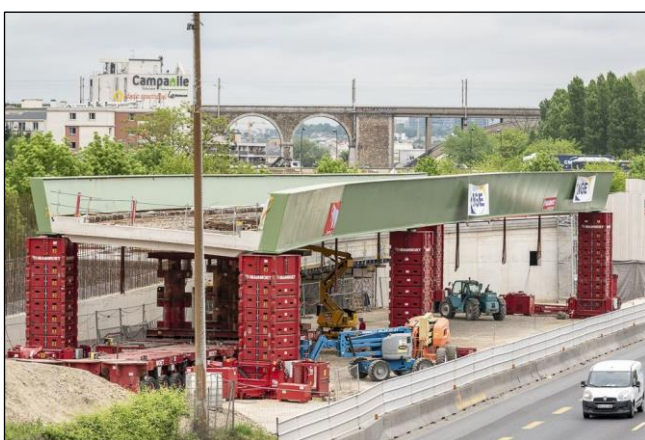


Photo 12 : Tablier routier en acier prêt à être pris en charge par des chariots automoteurs



Photo 13 : Tour de vérinage à caissettes utilisée pour lever un tablier avant sa prise en charge par des chariots automoteurs

Cas de la mise en place d'un cadre ou d'un portique

Dans le cas d'un cadre ou d'un portique, les opérations décrites ci-dessus ne sont pas nécessaires car, du fait de l'encastrement entre les piédroits et la traverse supérieure et de la hauteur des piédroits, la traverse est forcément construite à une altitude permettant aux chariots de se placer sous celle-ci.

Cas particulier de la dépose d'un tablier devenu inadapté

Dans le cas de la dépose d'un tablier devenu inadapté, si ce dernier ne peut être enlevé par une grue mobile, les choses se font de manière très similaire au cas d'un tablier neuf. Une fois le tablier soulevé de ses appuis existants, il est emmené par les chariots automoteurs jusqu'à l'aire où il sera démantelé. Il faut noter que l'ancien tablier devra être posé sur des palées ou des tours de vérinage assez hautes pour que les chariots puissent se dégager après le déplacement. Dans la majorité des cas, il devra ensuite être descendu pour que son démantèlement (démolition ou découpage) se fasse dans des conditions de travail confortables et en toute sécurité.

II.5 Opération de ripage

L'opération de ripage de l'ouvrage est pilotée par un opérateur à pied muni d'un boîtier de commande et par des assistants surveillant les manœuvres, en donnant des instructions à l'opérateur.

L'opérateur n'agit que sur le powerpack déclaré comme maître dans le système électronique qui relie les différents powerpacks en eux, grâce à un boîtier de commande (voir photos 14 et 15). Ses instructions sont donc transmises au chariot automoteur « maître » puis répercutées aux chariots automoteurs « esclaves ». Ce système évite les mouvements non coordonnés entre chariots qui pourraient être préjudiciables à l'opération de ripage.



Photo 14 : Opérateur pilotant un chariot à l'aide d'un boîtier de commande raccordé au powerpack maître



Photo 15 : Exemple de boîtier de commande

L'opérateur impose une trajectoire précise qui a été mise au point pendant la période de préparation (voir photo 16). C'est l'étude de cette trajectoire qui permet également de déterminer les zones où le terre-plein central devra être démolé ainsi que les éventuels travaux annexes (voir III.II ci-après).

L'opérateur gère également la vitesse et la pression dans le système de vérins des essieux des remorques, ce qui permet de corriger légèrement l'altimétrie du colis. Pendant le ripage, la vitesse est d'environ 0,5 km/h.

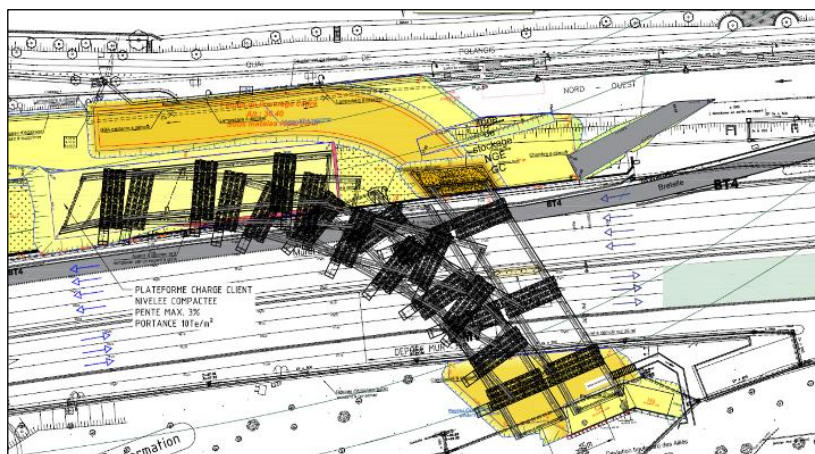


Photo 16 : Exemple de trajectoire à suivre pendant une opération de ripage

II.6 Conditions d'appui en fin de ripage

En fin de ripage, le tablier de l'ouvrage est posé sur des dispositifs qui sont :

- soit des appareils d'appui provisoires, des vérins ou des cales,
- soit des palées provisoires.

En effet, la précision de positionnement des remorques en x, y (± 15 mm), mais également en z, ne permet pas de déposer l'ouvrage directement sur ses appuis définitifs.

II.7 Cas particulier du ripage des cadres

Dans le cas de la création de nouveaux franchissements à travers des remblais routiers ou ferroviaires existants, il est possible de mettre en place des cadres mais cela nécessite des dispositions particulières, leur radier gênant le positionnement des chariots.

Différentes solutions sont possibles.

La photo 17 ci-dessous illustre une disposition dans laquelle des remorques sont mises devant et derrière le cadre et soulèvent l'ouvrage par l'intermédiaire de poutres en acier passant sous la traverse supérieure et appuyées sur les deux groupes de remorques.

La photo 18 ci-dessous illustre une autre technique dans laquelle les remorques viennent se glisser sous de grands corbeaux en béton prévus dans les piédroits latéraux, côté remblai, pour soulever et déplacer le cadre. Il est à noter que cette solution est coûteuse et nécessite des terrassements plus importants ainsi que des dispositions particulières pour remblayer le vide sous les corbeaux.



Photo 17 : Mise en place d'un double cadre avec poutres transferts

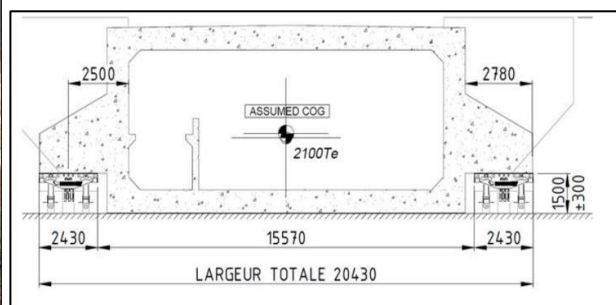


Photo 18 : Mise en place d'un cadre avec corbeaux béton ajoutés aux piédroits

Une troisième solution consiste à riper l'ouvrage en n'ayant ferrailé et bétonné qu'une partie du radier constituée de deux semelles latérales, ce qui permet de placer les chariots entre ces deux semelles, comme dans le cas d'un portique. Une fois l'ouvrage mis en place et les remorques retirées, on termine le ferrailage et le bétonnage du radier puis on procède aux opérations de remblaiement derrière les piédroits. Il est à noter que cette solution nécessite un délai plus important et des dispositions fastidieuses de raboutage des aciers passifs du radier.

II.8 Cas particulier de la pose de piles ou de culées préfabriquées

Lors de certaines opérations « coup de poing » organisées ces dernières années par SNCF Réseau pour modifier son infrastructure, la méthode a été étendue à des ouvrages plus longs que des cadres

ou portiques. Ceci a conduit à préfabriquer les piles et les culées de l'ouvrage, sur une aire proche du chantier puis, une fois les circulations interrompues, de les poser à leurs emplacements définitifs.

La photo 19 ci-dessous montre la mise en place d'une culée à mur de front complète à l'aide de deux chariots automoteurs disposés de part et d'autre de l'appui et reliés par une palée de type portique.

La photo 20 ci-dessous illustre la mise en place d'une pile de pont à l'aide de deux chariots automoteurs la soulevant grâce à deux grosses poutres fixées sur sa semelle de fondation.



Photo 19 : Mise en place d'une culée préfabriquée à mur de front

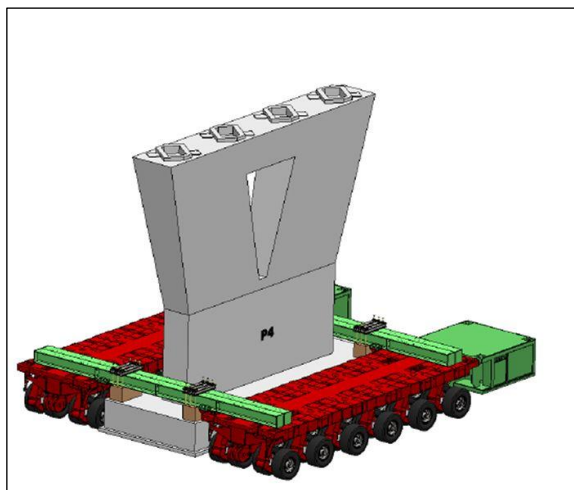


Photo 20 : Mise en place d'une pile préfabriquée

Sur certains chantiers de rénovation, notamment ceux de SNCF Réseau, le remplacement d'un tablier devenu inadapté conduit souvent à modifier la partie supérieure des appuis existants, pour les rendre compatibles avec les caractéristiques du nouveau tablier. Dans ce contexte, des chevêtres de culées préfabriqués sont régulièrement posés à la place des anciens chevêtres.

Compte tenu du délai très court, ces chevêtres sont parfois accrochés par des barres de précontrainte verticales aux extrémités du nouveau tablier et posés en même temps que lui.

II.9 Utilisation combinée de barge et de chariots automoteurs

Dans ce qui suit, le terme barge désigne un engin flottant capable de transporter un tablier de pont. Cet engin peut être notamment constitué de pontons modulaires assemblés, mus par un pousseur.

Il est assez fréquent d'utiliser à la fois une barge et des chariots automoteurs pour la mise en place de tabliers à charpente en acier devant franchir une voie d'eau navigable.

Sur certains chantiers où l'usine du charpentier métallique comporte un quai de chargement sur une voie navigable, les chariots peuvent prendre en charge le tablier ou une partie du tablier puis l'emmener sur la barge. Si les chariots sont nécessaires au point d'arrivée de la barge, ils restent sur la barge et continuent à supporter le tablier pendant toute la durée du voyage. Si ce n'est pas le cas, la charpente est posée sur une charpente provisoire équipée de vérins permettant sa dépose sur les appuis définitifs, une fois arrivée sur site.

L'association barge/chariots est également courante pour mettre en place un tablier à charpente en acier à une seule travée, structure souvent délicate à lancer. Dans ce cas, le tablier est assemblé sur une aire proche de la voie d'eau puis pris en charge par un ou plusieurs deux chariots automoteurs, certains empruntant une barge circulant de manière sensiblement perpendiculaire à la voie d'eau.

La photo 21 ci-dessous montre un petit tablier en acier sous-bandé en appui sur un seul chariot placé sur une barge. La photo 22 ci-dessous montre un tablier en acier pris en charge par deux chariots automoteurs dont l'un va franchir la voie d'eau à l'aide d'une barge, l'autre restant du côté de la zone d'assemblage.



Photo 21 : Mise en place d'un tablier en acier avec un seul chariot automoteur placé sur une barge



Photo 22 : Mise en place d'un tablier en acier avec deux chariots automoteurs dont un placé sur une barge

Dans tous les cas, les phases les plus délicates sont celles où les chariots chargés du colis montent sur la barge et en descendent. Pendant ces phases, pour que la barge conserve son niveau malgré le poids du colis, il est nécessaire de procéder à des opérations respectivement de ballastage et déballastage de la barge afin de garantir son assiette et sa stabilité.

III. Précautions à prendre

III.1 Précautions à prendre vis-à-vis de la résistance de l'ouvrage

En phase de ripage, les efforts dans la structure sont souvent sensiblement différents des efforts que la structure supportera en service.

Ceci est en premier lieu dû au fait que les chariots automoteurs présentent un encombrement qui empêche systématiquement de soulever les charges au niveau des appuis définitifs, ce qui génère inévitablement des porte-à-faux.

Sur certains chantiers, le nombre d'appuis est également plus faible en phase de ripage qu'en service, ce qui modifie également fortement les efforts dus au poids propre. Ceci peut être le cas pour simplifier l'opération ou parce que la place disponible pour les chariots est limitée, ce qui est notamment le cas lorsqu'ils doivent tous être placés sur la même barge.

Une troisième cause, plus rare, peut être la fixation de charges lourdes aux extrémités du tablier ripé. A titre d'exemple, sur des chantiers de SNCF Réseau, des chevêtres de culées de rénovation

de plusieurs dizaines de tonnes sont parfois fixées aux extrémités du nouveau tablier pour des raisons de délai ou d'encombrement.

Pendant les études d'exécution, il est donc impératif de justifier le tablier en phase de ripage vis-à-vis des efforts qu'il subira pendant cette opération, ce qui impose que cette phase soit rapidement bien définie au début de la période de préparation.

Dans certains cas, la justification vis-à-vis des efforts s'exerçant pendant cette phase peut conduire à épaissir certaines tôles de la charpente métallique ou à renforcer le ferrailage du tablier en béton armé ou à poutrelles enrobées.

Il convient également de s'assurer que les efforts concentrés correspondant aux réactions d'appui des chariots automoteurs peuvent être transmis à la structure sans dommage. Pour un ouvrage à charpente métallique, cela conduira en général à placer les chariots au droit d'une zone fortement raidie, à savoir un cadre d'entretoisement ou un diaphragme. Pour un ouvrage de type bow-string, cela conduira à placer les chariots au droit d'une attache de suspente, en disposant notamment un buton entre l'arc et le tirant à l'aplomb du point d'appui. Pour un ouvrage de type treillis, cela conduira à placer les chariots au droit d'un nœud inférieur.

La photo 23 ci-dessous représente une charpente de renfort mise en œuvre sur un arc à tablier intermédiaire (en bleu) et composée de poutres horizontales et de butons inclinés.

La photo 24 ci-dessous représente un buton de renfort mis en œuvre sur un tablier de bow-string routier (en rouge).



Photo 23 : Renforcement d'un arc à tablier intermédiaire par une charpente provisoire (en bleu sur la photo)

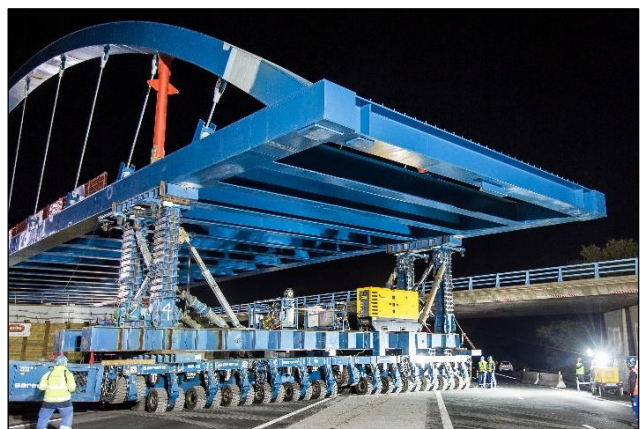


Photo 24 : Renforcement d'un tablier bow-string par des butons provisoires (en rouge sur la photo)

Sur certains chantiers complexes, un haubanage provisoire a été utilisé pour limiter les efforts dans des consoles résultant du positionnement des chariots automoteurs. C'est notamment le cas lorsque ces derniers sont tous regroupés sur une unique barge (voir photo 25).



Photo 25 : Haubanage provisoire mis en œuvre sur la grande travée du pont Raymond Barre, à Lyon

Il convient de tenir compte de ces renforcements éventuels dans la rédaction du DCE, en indiquant avec précision s'ils sont compris dans les prix forfaitaires ou s'ils seront payés aux prix du bordereau. Dans le cas d'une rémunération au bordereau, il convient d'évaluer en amont, lors des études de projet, ces surconsommations d'acier.

III.2 Précautions à prendre vis-à-vis des voies empruntées par les chariots

Exploitation sous chaussée des voies routières

Lorsque le tablier est à mettre en place au-dessus d'une voie routière, celle-ci doit naturellement être fermée à la circulation dans les deux sens pour permettre le déplacement des chariots et éviter tout accident impliquant un usager de la route.

Ceci impose une préparation et une coordination sans failles avec le gestionnaire de la voie franchie (concessionnaire autoroutier, etc.) et parfois les forces de l'ordre. Ceci conduit également souvent à des actions de communication informant l'utilisateur de ces fermetures.

Pour les tabliers comportant des coffrages perdus de type prédalles et déplacés avant le ferrailage et le bétonnage de la dalle, il convient de s'assurer qu'aucune prédalle ne peut tomber pendant l'opération de ripage. Il en est de même pour des outils qui seraient posés sur l'ouvrage à ripper.

Protection des réseaux franchis par les chariots

Dans le cadre de la préparation de l'opération, l'entreprise de ripage va élaborer un plan indiquant avec précision le trajet que suivront les chariots entre l'aire de préfabrication du tablier et son emplacement définitif.

Il convient de s'interroger sur les risques que fait courir l'opération de ripage aux réseaux enterrés qui subiront la pression des roues des chariots, éventuellement diffusée dans la structure de chaussée les recouvrant. Ceci est particulièrement vrai pour les réseaux placés dans des structures creuses en béton de type caniveaux à câbles ou canalisations d'eaux pluviales.

En cas de risque trop important, il convient de les protéger ou de les ponter.

Travaux à effectuer dans le terre-plein central de la voie franchie

Lorsque les deux sens de circulation de la voie routière franchie sont séparés par un terre-plein central (TPC), il faut permettre aux chariots de franchir ce dernier. Ceci peut nécessiter :

- la dépose de glissières de sécurité métalliques,
- la démolition de glissières en béton de type GBA/DBA,
- pour des TPC non revêtus, des travaux de viabilisation destinés à leur conférer une portance adéquate,
- pour des TPC comportant des caniveaux ou des canalisations en béton, leur protection vis-à-vis des efforts exercés par les roues des chariots.

La longueur totale de TPC à déposer ou à démolir est à déterminer au cas par cas mais elle est souvent proche de la largeur du tablier (voir photos 26 et 27).



Photo 26 : Chariot automoteur franchissant un TPC partiellement démolli



Photo 27 : TPC en cours de démolition avant une opération de ripage

Autres travaux à réaliser

Selon les conditions de site, on peut être amené à effectuer des travaux annexes pour permettre le bon positionnement des chariots.

Ainsi, sur un ouvrage comportant des culées en tête de remblai, donc sans mur de front, le talus des remblais d'accès peut constituer une gêne pour le bon positionnement des chariots. Cette difficulté peut conduire à réduire l'encombrement du talus par un blindage ou un soutènement provisoire.

De même, sur certains chantiers, l'étude de la trajectoire des chariots peut conduire à élargir légèrement et provisoirement la plateforme routière sur quelques dizaines de mètres ou encore à déposer de la signalisation, des candélabres ou du mobilier urbain.

Les entreprises assurant la mise en place du tablier étant ultra spécialisées, ces travaux sont le plus souvent effectués en amont par l'entreprise générale.

Conditions de traficabilité des chariots automoteurs

De par leur conception, les chariots automoteurs ne peuvent se déplacer que sur des voies présentant certaines caractéristiques routières.

Au stade du DCE, il y a lieu de s'assurer que la pente maximale que les chariots devront gravir n'excède pas 3% à 4%. Si cela n'est pas le cas ou qu'il n'est pas possible de respecter cette pente à l'aide d'un aménagement spécifique, il convient de faire réaliser une étude de faisabilité plus précise par une entreprise de ripage.

Au stade de la préparation de l'opération, l'entreprise de ripage doit s'assurer que la portance et l'état de surface de la voie de roulement sont compatibles avec les limites de ses chariots. Si nécessaire, des travaux de surfacage de la voie ou de la piste empruntée par les chariots devront être réalisés.

La portance du sol doit être suffisante pour éviter, même en cas d'intempéries le jour du ripage, que certains chariots ne s'enfoncent en imposant une dénivellation d'appui accidentelle à la structure transportée.

Sur les pistes ou voies de roulage créées ex nihilo pour les besoins du chantier, donc fraîchement terrassées, des plaques métalliques provisoires de 8 à 10mm d'épaisseur doivent être systématiquement disposées a minima au droit des zones de manœuvre des chariots. En effet, dans ces zones, la rotation des roues et les manœuvres avant/arrière favorisent le poinçonnement du sol et l'enlèvement des remorques.

Essais préalables et créneau de secours

Compte tenu des conséquences qu'aurait une panne du système de ripage détectée seulement après l'interruption du trafic, certains maîtres d'ouvrage imposent un essai de bon fonctionnement du système quelques jours avant l'opération elle-même.

D'autre part, lorsque le colis doit être déplacé dans un environnement très contraint (candélabres, mobilier urbain, lignes électriques), un ripage à blanc peut utilement être fait avec un mannequin en bois présentant le même encombrement que l'ouvrage lui-même.

Enfin, sur certains chantiers, le maître d'ouvrage prend des dispositions pour que l'opération de ripage puisse être faite pendant une nuit de secours, si l'interruption du trafic n'a pas pu avoir lieu la nuit prévue pour diverses raisons (conditions météo, fortes perturbations du trafic, non-disponibilité des forces de l'ordre, etc...).

L'ensemble de ces précautions ayant un coût pour les entreprises, il convient, si le maître d'ouvrage les retient, de bien les préciser dans les pièces écrites du DCE.

III.3 Précautions à prendre vis-à-vis des fondations préfabriquées

Comme nous l'avons vu dans ce qui précède, la méthode peut conduire à bétonner à un endroit une semelle de fondation qui sera ensuite déplacée et posée à un autre endroit. C'est notamment le cas sur les chantiers très courants de cadres et de portiques. C'est également le cas sur quelques chantiers où les piles et les culées sont préfabriquées au même titre que le tablier.

Dans ce cas, des précautions doivent être prises pour éviter un mauvais contact entre la semelle et le sol de fondation, situation qui aboutirait à une répartition des contraintes très différente de celle déterminée par le calcul. Les semelles sont ainsi le plus souvent posées sur un support souple capable de s'adapter aux défauts d'exécution de la semelle, par exemple un remblai mélangé à du ciment, ou un lit de sable finement nivelé sur un fond de fouille compacté.

Des mesures conservatoires sont également souvent prévues pour effectuer une injection de comblement de vides ou de défauts sous les semelles de fondation. A cet effet, des tubes verticaux en PVC sont placés dans le béton des semelles, sur toute sa hauteur.

III.4 Précautions à prendre vis-à-vis des conditions climatiques

La pluie ne constitue pas un aléa majeur pour une opération de ripage, sauf si les chariots automoteurs doivent emprunter une piste de roulage fraîchement terrassée et sensible à l'eau.

Le vent ne constitue pas un aléa majeur pour le ripage des ouvrages de faible hauteur comme les cadres, les portiques ou les ponts dalles. Pour les ouvrages plus hauts comme, par exemple, les bow-strings, le bureau d'études de l'entreprise de ripage doit déterminer une vitesse maximale du vent au-dessus de laquelle l'opération ne pourra pas avoir lieu.

IV. Avantages et inconvénients de la méthode

Avantages de la méthode

La méthode de ripage par chariots automoteurs présente de nombreux avantages :

- possibilité de poser des structures à la géométrie complexe (hauteur variable, largeur variable, courbure en plan, etc..),
- possibilité de préfabriquer l'ouvrage à distance de son emplacement définitif et de le transporter suivant un cheminement quelconque (possibilités de rotation, translation, déplacement suivant un itinéraire courbe...),
- possibilité de mixer cette technique avec d'autres techniques (pose à la grue, lançage, barges...),
- méthode très sûre, même sur des sols peu portants, notamment car la pression exercée par les roues des remorques sur le sol est faible (13 t/m²),
- grande fiabilité sur des ouvrages courts, transportés avec 3 ou 4 chariots maximum,
- réglage centimétrique de la position de l'ouvrage, définitive et en cours de ripage,
- si l'ouvrage est à poser au-dessus d'une voie circulée, la gêne apportée au trafic est concentrée sur quelques nuits, voire le plus souvent sur une seule nuit,
- sur de nombreux chantiers, la rapidité de l'intervention et son côté spectaculaire peuvent encourager le maître d'ouvrage à en faire un évènement de communication.

Inconvénients de la méthode

Cette méthode présente également des inconvénients :

- il doit exister une voie circulaire entre le lieu de construction du tablier et son emplacement définitif ; si cela n'est pas le cas, une piste doit pouvoir être aménagée,
- cette voie doit présenter certaines caractéristiques de surfacage, de résistance au poinçonnement, y compris par temps pluvieux, et de profil en long,
- dans certains cas, la structure ripée doit être renforcée pour résister aux efforts en phase de ripage, du fait d'un schéma statique différent de celui prévu en service,
- les palées sont conçues et construites au cas par cas,
- la méthode est plus difficile à maîtriser sur des ouvrages longs nécessitant de nombreux chariots, du fait de la nécessité de les coordonner,
- en cas de franchissement d'une route avec TPC, il est très souvent nécessaire de démolir puis de reconstruire le TPC,
- dans certaines conditions, il est nécessaire de réaliser des travaux annexes (blindages ou soutènements provisoires, surlargeur de plateforme, pontage de réseaux, déplacement de candélabres ou d'éléments de mobilier urbain, etc...).
- le nombre d'entreprises capables de réaliser le ripage est limité.

V. Modalités d'établissement des DCE

Les DCE des opérations où cette méthode est pressentie sont toutefois souvent établis sans la nommer explicitement et en acceptant d'autres méthodes comme la pose à l'aide d'une grue mobile de forte capacité ou encore le ripage transversal à l'aide de vérins.

Comme déjà indiqué au III.1, le DCE doit préciser si certains renforts qui peuvent être rendus nécessaires par la méthode sont compris dans les prix forfaitaires du marché ou s'ils seront payés aux prix du bordereau. Dans ce dernier cas, il convient d'estimer pendant les études de niveau PRO les surconsommations de matière attendues. Il en est de même pour les éventuels travaux annexes évoqués ci-dessus.

Dans tous les cas, il est recommandé d'imposer dans le règlement de la construction du DCE que la partie technique de l'offre comporte un descriptif détaillé de l'opération de ripage ainsi qu'une note de calculs estimant les éventuels renforts à prévoir dans la structure.

VI. Exemples d'ouvrages réalisés par cette méthode

Le lecteur trouvera ci-dessous quelques exemples d'ouvrages de différentes natures réalisés récemment et dont tout ou partie de la mise en place s'est faite à l'aide de chariots automoteurs.

Suppression du passage à niveau 273, à Saint-Martin-des-Champs (29)

Maître d'ouvrage : SNCF Réseau – Maître d'œuvre : SNCF Réseau
Entreprises : Génie civil : Bouygues – Ripage : Sarens

Dans le cadre des travaux de la LGV Bretagne/Pays-de-Loire, des passages à niveau ont été supprimés sur la ligne entre Morlaix et Brest. A Saint-Martin-des-Champs, pendant le week-end de l'ascension 2015, un cadre en béton armé de 1 100 tonnes a été construit au droit de la route à déniveler puis mis en place dans l'axe de la voie ferrée par quatre chariots automoteurs composés chacun de deux remorques, soit un total de 32 lignes essieux. Les chariots étaient reliés deux à deux par deux grandes poutres longitudinales soulevant des poutres transversales traversant les deux piédroits du cadre. L'opération « coup de poing » a duré 72 heures mais le ripage lui-même s'est effectué en seulement 30 minutes.

Remplacement du tablier ferroviaire franchissant la RD176, à Montrichard (41)

Maître d'ouvrage : SNCF Réseau – Maître d'œuvre : SNCF Réseau
Entreprises : Génie civil : Eurovia Béton – Charpente : Baudin Châteauneuf – Ripage : Mammoet

Dans le cadre de la rénovation de la ligne Tours-Vierzon, SNCF Réseau a remplacé en 2018 le tablier en fer du pont de Montrichard datant de 1907 par un nouveau tablier en acier. L'ancien tablier, une travée isostatique de 36,5 m, d'un poids de 800 t et très corrodé, a été déposé à l'aide de deux chariots représentant au total 32 lignes d'essieux obtenus avec 2 x 4 remorques. Il a été posé sur des palées, puis descendu par vérinage, dépollué, découpé et évacué vers une aciérie. Le nouveau tablier, de même portée, également à poutres latérales mais en acier, d'un poids de 1 200t et plus large d'un mètre, a été assemblé sur des palées sur une aire proche de la voie ferrée, soulevé de 1,80 m puis transporté sur 400m à travers l'étroit centre-ville de Montrichard, avec les mêmes chariots, en passant à moins de 5 cm de certaines habitations (voir photo 28). Les deux culées existantes ont été modifiées, avec notamment des chevêtres neufs préfabriqués. Ces travaux ont

été réalisés dans le cadre d'une opération « coup de poing » de 88 heures, lors du week-end de la Toussaint 2018.



Photo 28 : Transport du nouveau tablier du pont-rail de Montrichard à travers le centre-ville

Nouveau passage supérieur sur A4, à Nogent-sur-Marne (94)

Maître d'ouvrage : État/DiRIF - Maître d'œuvre : Artélia

Entreprises : Génie civil : NGE – Charpente : Baudin Châteauneuf – Ripage : Mammoet

En 2018, dans le cadre de l'opération d'aménagement du pont de Nogent, un nouveau passage supérieur franchissant l'A4 en deux travées a dû être construit pour porter une bretelle à la géométrie routière très complexe et non lançable. Son tablier est composé transversalement par deux caissons latéraux inclinés reliés par des pièces de pont et une dalle en béton armé. Assemblé sur un délaissé situé entre la Marne et l'A4, d'un poids de 1200 tonnes, il a été posé sous coupure totale de l'A4, en quelques heures, par trois chariots automoteurs dont deux ont traversé le TPC de l'A4. Ces trois chariots étaient chacun constitués de 4 remorques à 4 lignes essieux, soit au total 48 lignes d'essieux, et de palées simples. Afin de ne pas exercer des efforts trop importants sur le tunnel sous-fluvial de l'A86 situé quelques mètres sous l'aire d'assemblage, la dalle en béton du tablier a été réalisée en partie sur l'aire, le reste après ripage, ce qui a nécessité la mise en œuvre d'aciers de couture dans la dalle [2].

Passerelle Tegeval au-dessus de la RN406, à Valenton (94)

Maître d'ouvrage : SMER La Tegeval – Maître d'œuvre : M. Mimram Architecture Ingénierie

Entreprises : Génie civil : Bouygues TP - Charpente : Zwahlen et Mayr – Ripage : Sarens

Cette passerelle en acier de 240 m de longueur, avec deux arcs inclinés, relie la Pointe du lac, côté Créteil à la station du bus 393 côté Valenton, en surplombant la RN406, la RD102 et une voie de bus en site propre. Construite en 2014/2015, sa travée au-dessus des quatre voies de la RN406, d'un poids de 200 tonnes, a été construite parallèlement à la RN406 puis pivotée à l'aide de deux chariots automoteurs, les cinq autres travées étant posées à la grue (voir photo 29). Les chariots comportaient au total 12 lignes d'essieux et des palées béquillées. Des haubans ont été mis en œuvre avant ripage pour renforcer la charpente vis-à-vis des efforts subis pendant cette phase.



Photo 29 : La passerelle Tegeval sur la RN406, à Valentigney (94)

Pont Raymond Barre sur le Rhône, à Lyon (69)

Maître d'ouvrage : Sytral – Maître d'œuvre : Setec et Alain Spielman

Entreprises : Génie civil : Bouygues Construction - Charpente : Matière TP – Ripage : Sarens

Situé à Lyon, cet ouvrage franchit le Rhône près de son confluent avec la Saône. Il supporte une importante voie piétons-cycles ainsi que le prolongement du tramway T1. Structurellement, il s'agit d'un pont en arc à tablier intermédiaire, de 260 m de longueur totale, décomposé en trois travées de 72, 150 et 38 m. Le tablier est une structure entièrement en acier, de 17,50 m de largeur courante, de type bi-caisson avec pièces de pont et platelage orthotrope, avec deux arcs inclinés. La travée centrale et la travée de rive Ouest ont été assemblées à environ 1 km au sud du site, sur un quai du port Edouard Herriot, puis amenées par barge sur le site en deux voyages. Le premier, effectué la nuit du 3 au 4 septembre 2013, a permis de mettre en place un colis de 170 m et 2500 tonnes composé de la travée centrale et d'une partie de la travée de rive Ouest. Pendant cette phase réalisée sous coupure de la navigation, le colis reposait sur deux chariots automoteurs embarqués sur la barge, cumulant 70 lignes d'essieux et équipés de tours de vérinage. Le second voyage a permis de poser le reste de la travée de rive Ouest, soit un colis beaucoup plus petit mais toujours en appui sur deux chariots automoteurs avec tours de vérinage [6]. A la fin de ce second voyage, les chariots ont dû tourner sur la barge pour positionner le colis selon son tracé en plan (voir photo 30 ci-dessous).



Photo 30 : Transport sur une unique barge de la travée centrale du pont Raymond Barre, à Lyon (69)

Avant d'être prise en charge par les chariots, la structure principale a été sensiblement renforcée pour résister aux efforts en phase de ripage, très différents de ceux de la phase définitive. Ont ainsi été mis en œuvre six groupes de butons, des entretoises entre les deux arcs, ainsi que de nombreux haubans provisoires.

VI. Références bibliographiques

[1] Pont Mathilde – Diagnostic et réparation d'un tablier métallique après incendie ; Bulletin OA du Cerema n°72 d'octobre 2016 – S. Defaux, D. Marchesse, M. Redouani

[2] Échangeur de Nogent-sur-Marne - Passage supérieur sur A4 ; Revue Travaux n°948 de janvier/février 2019 ; D. de Matteis, J. Riedberger, T. Lavigne, R. Dubois, A. Didion

[3] Remplacement de ponts rails à Saint Gratien et Gennevilliers ; Revue Travaux n°948 de janvier/février 2019 ; N. Munier, P.C. Teillauchet, D. Lavalie, N. Gotti, R. Léonard

[4] Ouvrage de doublement de la RD301 à Aix-Noulette (62) ; Bulletin OA du Cerema n°76 de mars 2020 – C. Amourette

[5] A75 – Ouvrage d'art de la RD212 à Aubière ; Revue Travaux n°955 de novembre 2019 ; A. Ducroux, C. Decrenisse, E. Depalle, G. Durand

[6] Tramway de Lyon – Ligne T1 – Génie civil du pont Raymond Barre ; Revue Travaux n°906 de juin 2014 ; A. Henry

Les brèves

I - Publication de la Spécification Technique XP CEN/TS 17440

Jean-Michel Lacombe, Cerema ITM

Les Eurocodes actuels comprennent des règles qui sont principalement destinées au calcul des nouvelles structures. Par exemple, l'Eurocode 1-2 (EN 1991-2) « Actions sur les structures – Actions sur les ponts dues au trafic » indique en sa section 1 « Généralités » au paragraphe 1.1 « Domaine d'application » :

« (2) Les charges d'exploitation définies dans l'EN 1991-2 sont destinées à être utilisées pour le calcul des ponts **neufs**, piles, culées, murs garde-grève, murs en ailes et en retour, etc., ainsi que de leurs fondations. »

La partie 3 « Evaluation et renforcement des bâtiments » de l'Eurocode 8 (EN 1998) « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes » constitue cependant une exception à cette règle.

De même, les principes de l'Eurocode 0 (EN 1990) « Bases de calcul des structures » peuvent également être appliqués aux structures existantes. En effet, son paragraphe 1.1 « Domaine d'application » indique :

« L'EN 1990 est applicable pour l'évaluation structurale de constructions existantes, en vue de projeter des réparations et des modifications ou d'étudier des changements d'utilisation.

NOTE : des **dispositions additionnelles ou modifiées pourront se révéler nécessaires** selon le cas. »

La Spécification Technique XP CEN/TS 17440 « Evaluation et rénovation des structures existantes » publiée par l'AFNOR en septembre 2020 a pour but de fournir les dispositions additionnelles ou modifiées évoquées par l'Eurocode 0 (EN 1990) en son paragraphe 1.1 et nécessaires à son application à l'évaluation structurale de structures existantes.

Il est rappelé que la publication d'un Eurocode se fait en trois étapes :

- étape 1 : Publication d'un rapport scientifique

Le « *Scientific and policy report* » a été publié par JRC en 2015.

- étape 2 : Publication d'une Spécification Technique (TS)

C'est ce document qui a été publié en septembre 2020.

- étape 3 : Publication de l'Eurocode

A priori, cet Eurocode dédié aux ouvrages existants constituera la partie 2 du futur Eurocode 0 (EN 1990-2), la partie 1 de ce futur Eurocode (EN 1990-1) concernant les ouvrages neufs.

Il est à noter que la Spécification Technique XP CEN/TS 17440, et donc le futur Eurocode EN 1990-2, en cohérence avec l'esprit de l'Eurocode 0 (EN 1990), ne définit que les principes généraux spécifiques aux ouvrages existants.

En complément, il est prévu que pour chaque matériau ces principes généraux soient déclinés dans une annexe de l'Eurocode « matériau » correspondant.

II – Erratum à un article publié dans le BOA n°74

Yi ZHANG (Eiffage Génie Civil) et François Toutlemonde (Université Gustave Eiffel)

Dans le numéro n°74 d'octobre 2018, le bulletin OA du Cerema a publié un article de Yi Zhang et François Toutlemonde intitulé « Calcul des coefficients partiels selon l'objectif de fiabilité attendu pour l'ouvrage ».

A la demande des auteurs, nous publions ci-dessous un rectificatif à cet article. Celui-ci concerne le chapitre 2.B de cet article.

1) La formule (14) indiquée dans l'article est erronée et doit être remplacée par la formule suivante :

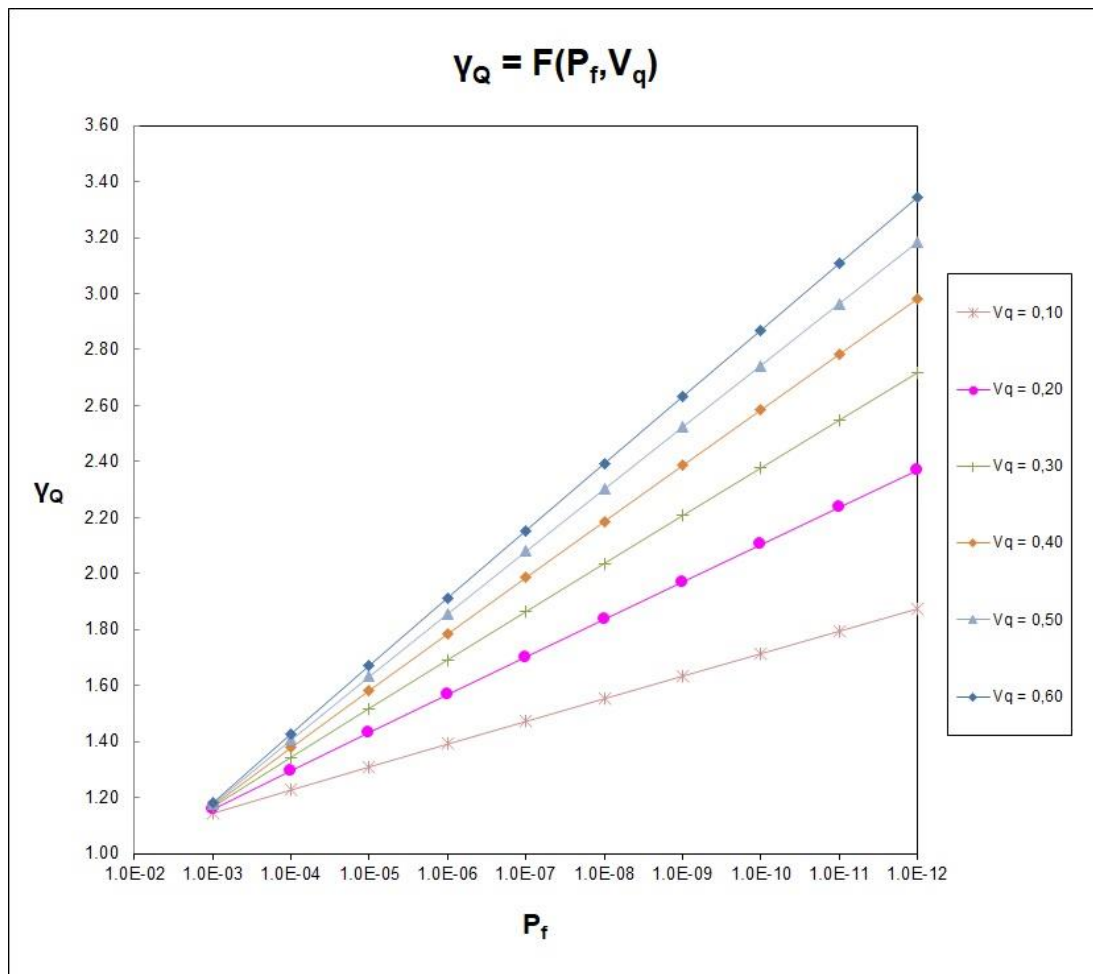
$$\gamma_q = \frac{Q_d}{Q_k} = \frac{\mu_q - \frac{0.577\sqrt{6}\sigma_q}{\pi} - \frac{\sqrt{6}\sigma_q}{\pi} \ln\{-\ln\Phi(-\alpha\beta)\}}{\mu_q - \frac{0.577\sqrt{6}\sigma_q}{\pi} - \frac{\sqrt{6}\sigma_q}{\pi} \ln\{-\ln\Phi(0.98)\}} = \frac{1 - \frac{0.577\sqrt{6}V_q}{\pi} - \frac{\sqrt{6}V_q}{\pi} \ln\{-\ln\Phi(-\alpha\beta)\}}{1 - \frac{0.577\sqrt{6}V_q}{\pi} + 3.90\frac{\sqrt{6}V_q}{\pi}} \quad (14)$$

dans laquelle un fractile de 98% sur une durée de référence de 50 ans est considéré.

2) Le tableau 6 porté dans l'article est erroné et doit être remplacé par le tableau 6 ci-dessous :

$\gamma_Q = \gamma_{Sd} \times \gamma_q$							
P_f (/50 ans)	β	V_q					
		0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
1.0E-03	3.09	1.14	1.16	1.17	1.17	1.18	1.18
1.0E-04	3.72	1.23	1.30	1.34	1.38	1.41	1.43
1.0E-05	4.27	1.31	1.43	1.52	1.58	1.63	1.67
1.0E-06	4.75	1.39	1.57	1.69	1.78	1.86	1.91
1.0E-07	5.20	1.47	1.70	1.86	1.99	2.08	2.15
1.0E-08	5.61	1.55	1.84	2.04	2.19	2.30	2.39
1.0E-09	6.00	1.63	1.97	2.21	2.39	2.52	2.63
1.0E-10	6.36	1.71	2.10	2.38	2.58	2.74	2.87
1.0E-11	6.71	1.80	2.24	2.55	2.78	2.96	3.11
1.0E-12	7.03	1.88	2.37	2.72	2.98	3.18	3.34

3) La figure 6 portée dans l'article est erronée et doit être remplacée par la figure 6 suivante :



4) Le second paragraphe de la page 52 est erroné et doit être remplacé par le paragraphe suivant :

Pour des situations plus contraignantes avec une probabilité de défaillance P_f (sur une durée de 50 ans) de 10^{-7} à 10^{-12} , il convient d'adapter en fonction de P_f la valeur du coefficient partiel des charges variables γ_Q qui, comme le montre ce calcul, peut varier entre 1.5 et 3.34.

Les auteurs de l'article et le bulletin OA présentent toutes leurs excuses aux lecteurs du BOA.

III - Application APREDIRE de recensement des dispositifs de retenue routiers marqués CE

Laurent Chat et Mélanie Wattré, Cerema ITM

L'utilisation de dispositifs de retenue routiers marqués CE, depuis le 1^{er} juillet 2013, a modifié profondément leur prise en compte lors de la conception des projets routiers.

Afin d'aider les concepteurs dans leurs études, le Cerema a élaboré et continue d'élaborer des guides méthodologiques traitant des dispositifs de retenue routiers marqués CE.

Pour compléter les outils mis à leur disposition, de nombreux concepteurs ont fait part de leur souhait de disposer d'un état des lieux de l'ensemble des barrières bénéficiant de ce marquage CE, avec indication des performances et des caractéristiques, en vue de pouvoir les intégrer dès les études de projet.

Aussi, en vue de répondre à cette demande, la Direction des Infrastructures de Transports du Ministère de la Transition Ecologique a chargé le Cerema ITM de recenser, de la manière la plus exhaustive possible, les produits certifiés disponibles sur le marché national.

Le Cerema ITM a développé, dans cette optique, une application de recensement des dispositifs de retenue routiers intitulée « APREDIRE » permettant d'exploiter les données collectées auprès des fabricants de barrières de sécurité selon trois catégories : « DR de section courante », « DR sur ouvrages d'art » et « Atténuateurs de chocs ».

Cet outil informatique, accessible simplement depuis un navigateur internet, est réservé dans un premier temps aux acteurs du domaine des équipements de la route de l'Etat (Cerema, DIR, DREAL, MARRN, GCA, ...).

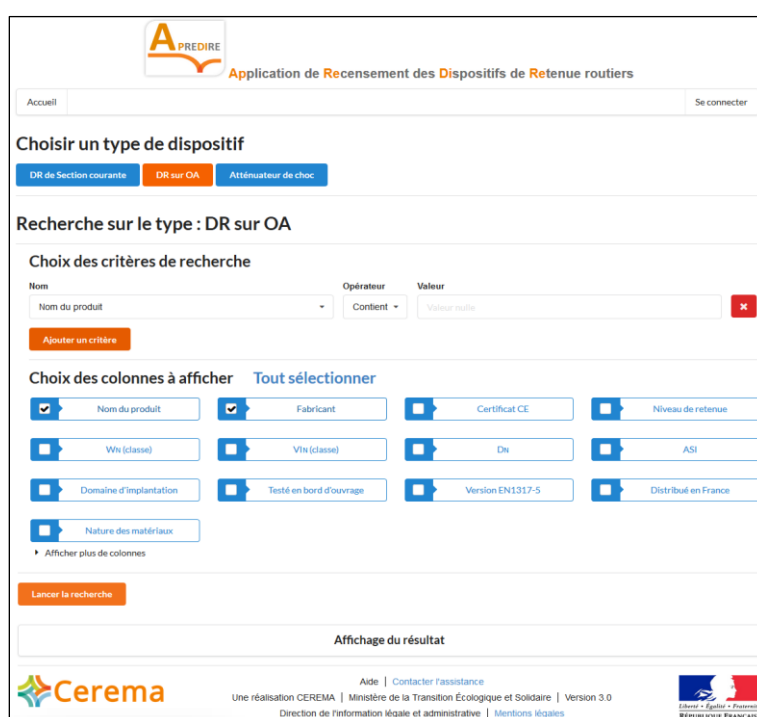
La base de données s'interroge au moyen de requêtes personnalisées, répondant aux exigences recherchées en termes de performances des dispositifs de retenue.

D'usage très facile et intuitif, cet outil permet d'obtenir un export des données répondant à la requête au format Pdf, et ainsi, définir les besoins (performances et contraintes) à spécifier dans le Dossier de Consultation des Entreprises.

Les données sont mises à jour semestriellement grâce à une consultation menée auprès des fabricants, garantissant ainsi leur fiabilité.

Pour se connecter à APREDIRE : <http://apredire.cerema.fr>

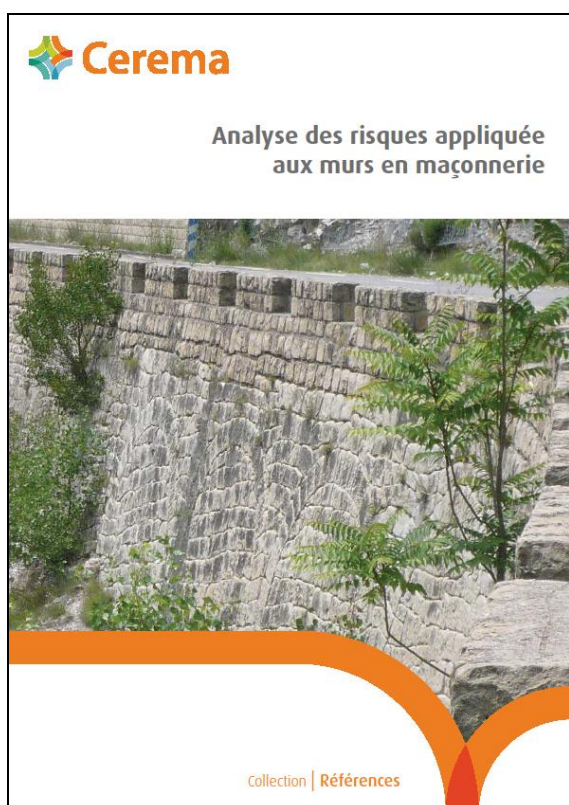
Pour tout renseignement, contacter le support technique : apredire@cerema.fr



Les dernières publications OA du Cerema

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

Analyse des risques appliquée aux murs en maçonnerie



Le retour d'expérience sur les murs de soutènement en maçonnerie a montré que ces ouvrages peuvent se rompre sans signes avant-coureurs flagrants, alors que d'autres très déformés ne s'effondrent pas...

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

Cette méthode permet à un maître d'ouvrage d'analyser et de classer l'ensemble des murs de soutènement en maçonnerie en fonction des aléas auxquels ils sont soumis, de leur vulnérabilité et de la gravité des conséquences de leur défaillance potentielle.

L'objectif de cette méthode est aussi d'aboutir aux meilleurs arbitrages techniques et financiers compte tenu des enjeux socioéconomiques et humains.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/analyse-risque-murs-en-maçonneries>

Sensibilisation des gestionnaires de ponts suspendus



Les ponts suspendus sont des ouvrages particulièrement complexes qui nécessitent une surveillance spécifique et, souvent, des règles d'exploitation particulières. Ils constituent un patrimoine hétérogène et ancien qui ne s'adapte pas facilement à l'évolution des attentes actuelles en matière d'exploitation.

La présente note vise à sensibiliser les gestionnaires de ponts suspendus aux spécificités de ces ouvrages complexes, souvent anciens, et à leurs modes de fonctionnement variés.

Après un rappel des modalités particulières de leur surveillance, on y aborde certaines causes de rupture (surcharge, fragilité, corrosion, fatigue) et les éléments de diagnostic, de vigilance et d'exploitation nécessaires à leur pérennité.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/sensibilisation-gestionnaires-ponts-suspendus>

Bulletin Ouvrages d'Art du Cerema

<https://www.cerema.fr/fr/activites/infrastructures-transport>

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement et la cohésion des territoires

Le Cerema est un établissement public qui apporte un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre de ressources et d'expertise, il a pour vocation de produire et de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, services de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises."

Mise en page › Cerema ITM - CTOA

Crédits photos de la couverture › DiRIF

Crédits photos › Cerema, DiRIF, SNCF Réseau, SMR La Tégéval, Sarens, Mammoet

ISBN : 978-2-37180-484-5

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