

Ouvrages d'art




SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Le pont Flaubert à Rouen

Un pont levant exceptionnel

Frédéric Carmillet  P. 2

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Application des nouvelles normes (Partie I)


Détermination des efforts horizontaux dans
un système d'appareils d'appui à plan de
glissement ou de roulement

Yves Picard  P. 14

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

Éclairage public

Quelques éclaircissements pour les maîtres
d'ouvrages

Jacques Berthelémy  P. 23


Étanchéité des ponts par feuille préfabriquée bitumineuse

La semi indépendance : fausse solution au
vrai problème des gonfles

Michel Fagnat  P. 28


INCIDENTS, RÉPARATIONS

Bilan des investigations effectuées sur des ouvrages en terre armée

Gilbert Haïun, Jean-Marc Jailloux,
Fabien Renaudin  P. 31

INFORMATIONS BRÈVES

Approvisionnement en tôles d'acier pour ouvrages d'art

Jacques Berthelémy  P. 36

Le CAPSIGUM remplace le Comprigum

Michel Fagnat  P. 37

Stages

 P. 37

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications

Ouvrages d'art  P. 38

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan, Gilles Lacoste (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Véronique Le Mestre (CGCP/MIGT05), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (LCP). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Coordination et réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère. 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2007

Le pont Flaubert à Rouen

Un pont levant exceptionnel

Frédéric Carmillet

Genèse difficile

Nécessité d'un franchissement à l'ouest de l'agglomération

Nécessité reconnue par les acteurs institutionnels, le principe d'un sixième franchissement de la Seine à Rouen se trouvait déjà inscrit dans le schéma directeur d'aménagement d'urbanisme approuvé en 1972 dans le cadre d'une liaison Nord-Sud à l'ouest de l'agglomération reliant l'autoroute A150 à l'autoroute A13.

Cette liaison doit permettre :

- d'améliorer l'environnement urbain en déchargeant les quartiers ouest de l'agglomération d'un trafic important de transit et d'échange (trafic attendu sur l'ouvrage : environ 50 000 véhicules par jour, dont 9 % de poids-lourds) ;
- de fluidifier le trafic dans la traversée de l'agglomération (le projet est d'ailleurs intégré au plan de déplacement urbain) ;
- de développer les activités économiques et favoriser les échanges inter-régionaux.

Cette liaison a débuté par la réalisation de l'autoroute A150 au nord de Rouen.

Au sud, la liaison avec l'autoroute A13 s'est terminée avec la mise en service en 2003 de la dernière section de la RN 338 (liaison SUD III).

Restait donc le raccordement entre les deux rives. Après étude, c'est un tracé proche de la ville qui a été retenu, ce qui a posé des difficultés importantes d'insertion urbaine.



Figure 1 : agglomération de Rouen et liaisons autoroutières
Source : DDE 76

Le problème du franchissement de la Seine et du gabarit

Le choix entre un tunnel et un pont a pendant de nombreuses années semblé insoluble :

- **la solution tunnel**, la moins contraignante pour l'activité nautique sur la Seine, présentait de nombreux inconvénients : coûts élevés (construction et exploitation), conditions d'exploitation réglementées pouvant conduire à maintenir un trafic poids lourd sur les ponts existants, éloignement des échangeurs de plusieurs centaines de mètres par rapport aux rives de la Seine dû à la profondeur d'enterrement du tunnel, aléas techniques ;

• la solution pont fixe (à gabarit fluvial, soit 7 mètres au-dessus des Plus Hautes Eaux Navigables (PHEN)) ne pouvait être retenue car elle ne permettait pas de maintenir le terminal croisière existant à proximité du centre ville et empêchait d'organiser l'Armada (grand rassemblement de voiliers) au cœur de la ville.

La solution pont fixe à gabarit maritime (de type pont de Normandie, soit 55 mètres au-dessus des PHEN) posait quant à elle des difficultés d'insertion dans le site compte-tenu de la proximité de la ville.

De ces contraintes apparemment incompatibles, le pont levant est apparu comme un compromis (figure 2) permettant de concilier activités nautiques, ouvrage de proximité et insertion urbaine.

Il permet en effet de conserver au cœur même de la ville le déroulement de manifestations maritimes de renommée mondiale ainsi qu'une activité croisière.

Le financement

Une fois le principe d'un pont levant retenu, l'opération a été décomposée en deux phases compte-tenu de l'importance des financements à mobiliser :

- le projet fonctionnel, d'un coût prévisionnel total de près de 150 M€ (9 M€ pour les études, 6 M€ pour les acquisitions foncières, 70 M€ pour l'ouvrage levant, 30 M€ pour les viaducs d'accès et 35 M€ pour les raccordements routiers), permettant la mise en service en 2008 d'une tranche opérationnelle, qui comprend la réalisation du pont levant, des viaducs d'accès et des raccordements à niveau au réseau existant (la clé de financement étant la suivante : État : 27,5 %, Région Haute Normandie : 27,5 %, Conseil général de la Seine Maritime : 35 %, Communauté d'agglomération rouennaise : 10 %) ;

- le projet définitif qui permettra une liaison Nord-Sud avec échangeurs dénivelés mais qui reste à financer.

Les deux phases ont été déclarées d'utilité publique en 2001.

Néanmoins, le choix d'une telle solution, pour une liaison à 2 x 3 voies et compte-tenu du site et du tirant d'air à dégager en position haute (55 mètres de haut, 120 m de portée), en faisait un ouvrage unique au monde par ses dimensions (figures 3 et 4).

Cela nécessitait donc une organisation particulière.

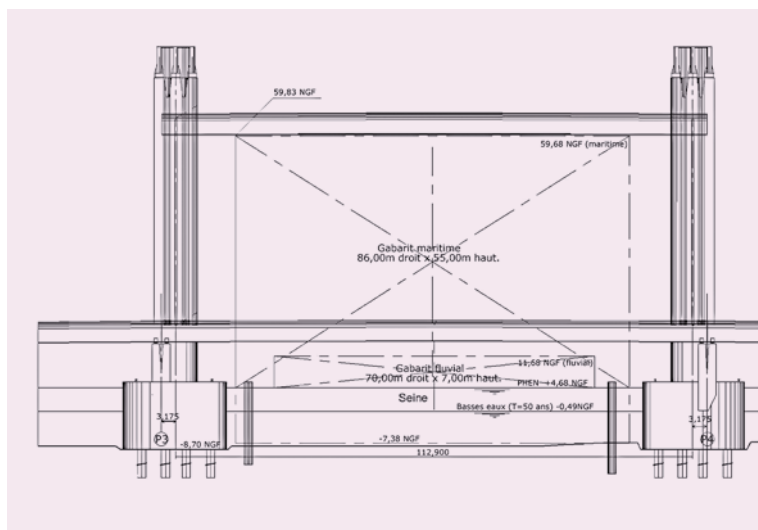


Figure 2 : gabarits de navigation – Source : DDE 76

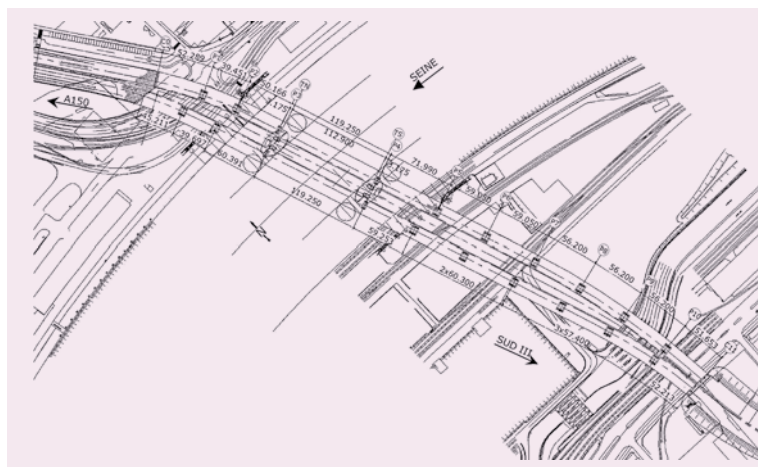


Figure 3 : vue en plan – Source : DDE 76

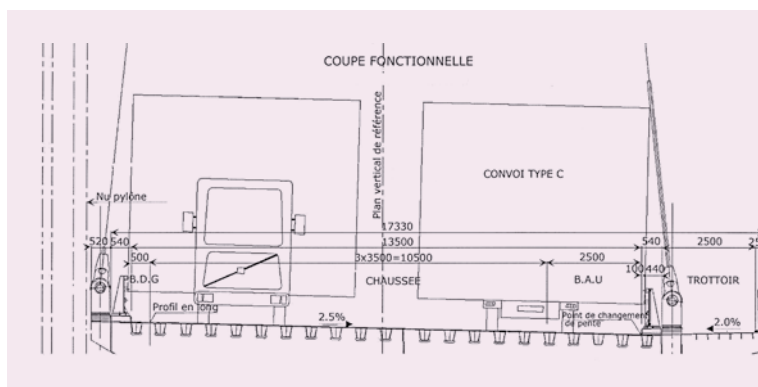


Figure 4 : profil en travers d'un tablier – Source : DDE 76

Le concours de maîtrise d'œuvre

Compte-tenu de la haute technicité requise pour l'ouvrage et de son fort impact visuel, le choix a été fait de lancer un concours de maîtrise d'œuvre, afin de favoriser la créativité technique et architecturale.

Il faut noter que le choix du maître d'ouvrage d'imposer deux tabliers devant se lever indépendamment l'un de l'autre pour des raisons d'exploitation (afin de garder la possibilité de circuler dans les deux sens sur une seule travée levante si maintenance longue sur l'autre) a été une forte contrainte pour la conception.

En effet, cela a automatiquement exclu les solutions avec un tablier levante unique, et rendu peu compétitive toute solution avec un pylône central (du fait des différences de charge s'appliquant sur le pylône si un des tabliers n'est pas à la même hauteur).

Des quatre propositions présentées, le jury, comprenant le maître d'ouvrage et des élus locaux, a retenu en décembre 1999 le projet du groupement de concepteurs EEG SIMÉCSOL (devenu Arcadis) – Michel Virlogeux – Aymeric Zublena – Eurodim – Serf (figure 5).

Au sein de ce groupement, les rôles étaient les suivants :

- bureau d'étude Structure Pont levant : Arcadis,
- bureau d'étude mécanismes : Eurodim,
- bureau d'étude Structure Viaducs d'accès : Serf,
- Architecte : Aymeric Zublena,
- Consultant : Michel Virlogeux.

Mission confiée au lauréat

La mission confiée au lauréat du concours est une maîtrise d'œuvre particulière d'études pour le pont levant et les viaducs d'accès. Elle comprend les éléments avant-projet, projet, assistances pour la passation des contrats de travaux et visa des plans d'exécution, ainsi qu'une mission de suivi de chantier pour la partie mécanismes.



Figure 5 : vue d'ensemble du projet retenu – Source : DDE 76

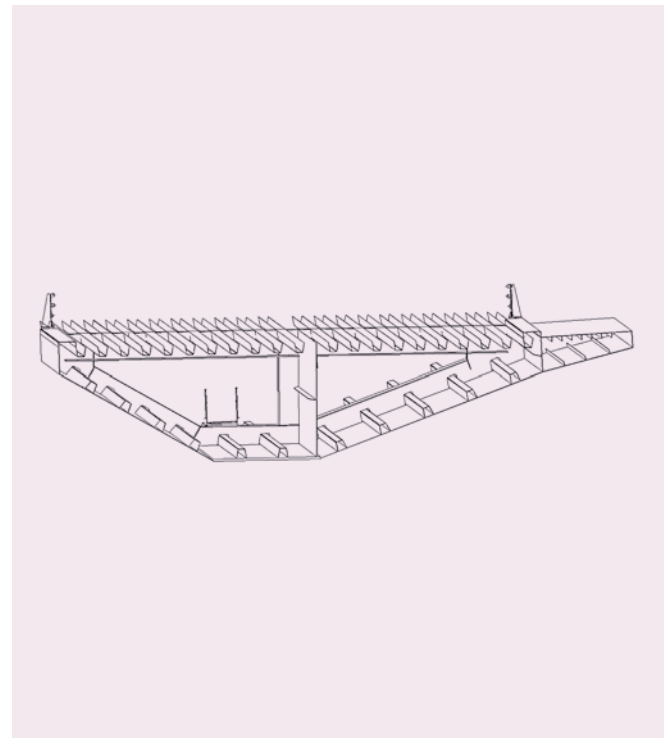


Figure 6 : schéma du caisson du tablier levant – Source : DDE 76

La conception du pont levant : principes généraux

Compte-tenu de la proximité de la ville et des activités portuaires, les concepteurs ont privilégié simplicité et légèreté pour l'ouvrage (figures 6 et 7).

Cela a permis une meilleure inscription dans le site mais aussi d'assurer un fonctionnement structurel sain et de maîtriser les coûts de construction et de maintenance.

Le volume des pylônes et de tous les équipements de levage en tête (« papillons ») a ainsi été optimisé, avec des formes et des structures très simples, qui ne sont soumises qu'à des efforts de compression (en dehors des effets du vent).

Cela a conduit les concepteurs à :

- dédoubler les pylônes de chaque rive pour alléger l'aspect général,
- insérer quand cela était possible les éléments mécaniques dans les socles (appuis en Seine, servant

de base aux pylônes) pour limiter la taille des éléments visibles au-dessus de l'eau,

- retenir le principe de levage par câbles, avec des câbles apparents,
- optimiser et affiner la géométrie des têtes de pylônes, leur donnant cet aspect de « papillon » en excentrant notamment les poulies par rapport aux pylônes.

La protection contre les chocs de bateau : les gabions

Le calage définitif du tracé positionne l'ouvrage dans une courbe de la Seine, ce qui rend la navigation entre les appuis de l'ouvrage plus délicate.

Des études trajectographiques précises ont donc été réalisées pour simuler le passage de bateau (figure 8).

Elles ont montré la nécessité de prévoir des ouvrages de protection contre les chocs de bateau. Quatre gabions ont donc été ajoutés au projet.

Ils sont constitués de cylindres de béton de 16 mètres de haut, de 20 mètres de diamètre avec des voiles d'un mètre d'épaisseur remplis de matériau ayant une densité élevée.



Figure 7 : éléments constitutifs de l'ouvrage – Source : DDE 76

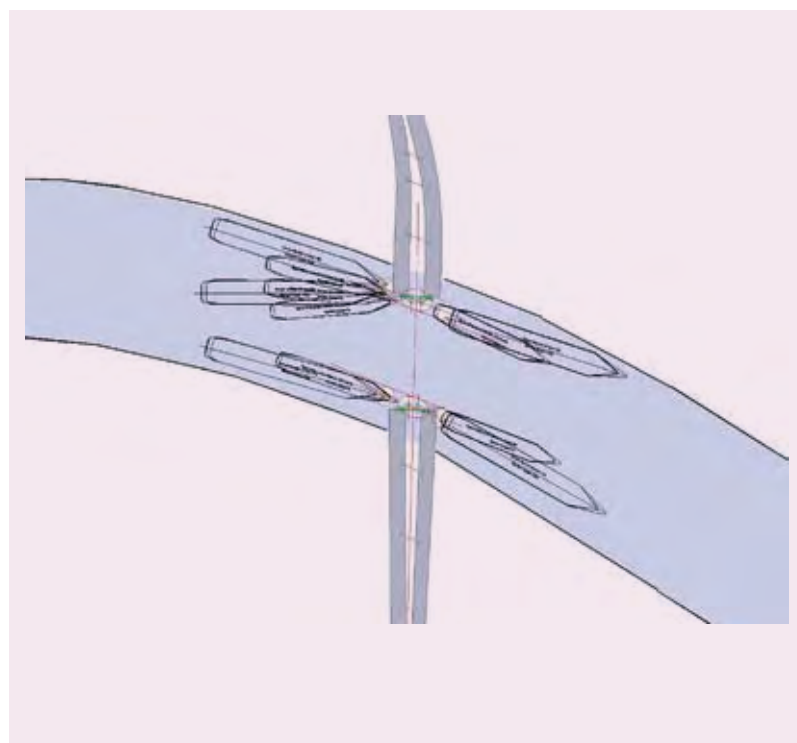


Figure 8 : simulations de trajectoires de bateaux – Source : groupement MOE

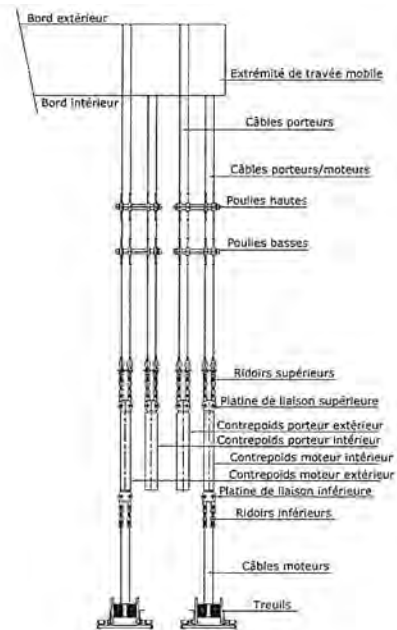
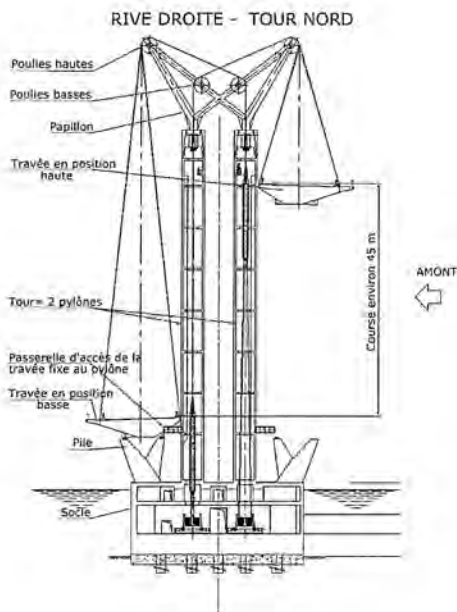
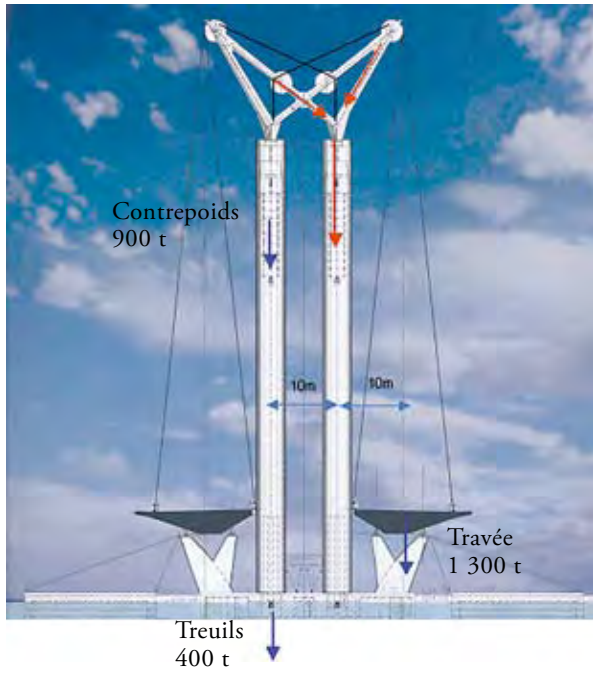
La conception du système de levage

Le système de levage repose sur des principes très simples et robustes :

- chaque tablier de 1 300 tonnes est relié à une série de 16 câbles (figures 9 et 10) ;
- par un système de renvois de poulies (2 poulies pour chaque câble), le câble est renvoyé dans le pylône opposé à la travée (sur la figure 9 cf. flèche bleue) ;
- les câbles sont reliés à des systèmes de contrepoids (de 900 tonnes environ) dans le pylône opposé ;

- une partie des contrepoids est reliée à l'aide d'autres câbles (câbles moteurs) à des treuils situés dans le socle ;
- la travée est levée par enroulement des câbles moteurs sur les tambours de treuils, et guidée par un rail le long du pylône.

Il est prévu environ 30 levages par an.



Figures 9 : principes du système de levage – Source : groupement MOE

Conception et fonctionnement des câbles

Les câbles constituent un des éléments essentiels de l'ouvrage, et une partie d'entre eux sont à l'air libre.

Leur conception et leur utilisation ont donc fait l'objet d'une attention toute particulière :

- les câbles extérieurs ont un diamètre de 85 mm et sont composés de 8 torons extérieurs avec un noyau central ;
- ils ont reçu une imprégnation plastique spéciale ainsi qu'une infiltration plastique ;
- tous les câbles sont doublés et fonctionnent donc par paire, ce qui assure la redondance ;
- même en position basse, la travée reste partiellement suspendue sur les câbles. Cela permet de limiter les variations de charge dans les câbles et donc de limiter les effets de fatigue ;
- la liaison câble/travée a été réalisée à l'aide de rotules élastomères frettées pour permettre des rotations relatives des câbles sans « à-coup ».

Les effets du vent

Compte-tenu de la conception retenue, la structure est naturellement sensible au vent.

Les effets du vent ont donc été étudiés en détail (réalisation d'essais de section, de mesures in situ puis d'essais avec un modèle aérodynamique photo 1).

A la suite de ces essais, la conception de la section des deux travées levantes a été modifiée (profil « en aile d'avion inversée » pour un meilleur écoulement de l'air et un effet de plaquage des travées sur leurs appuis) et des amortisseurs dynamiques accordés ont été prévus à l'intérieur des travées.



Photo 1 : essais en soufflerie – Source : groupement MOE

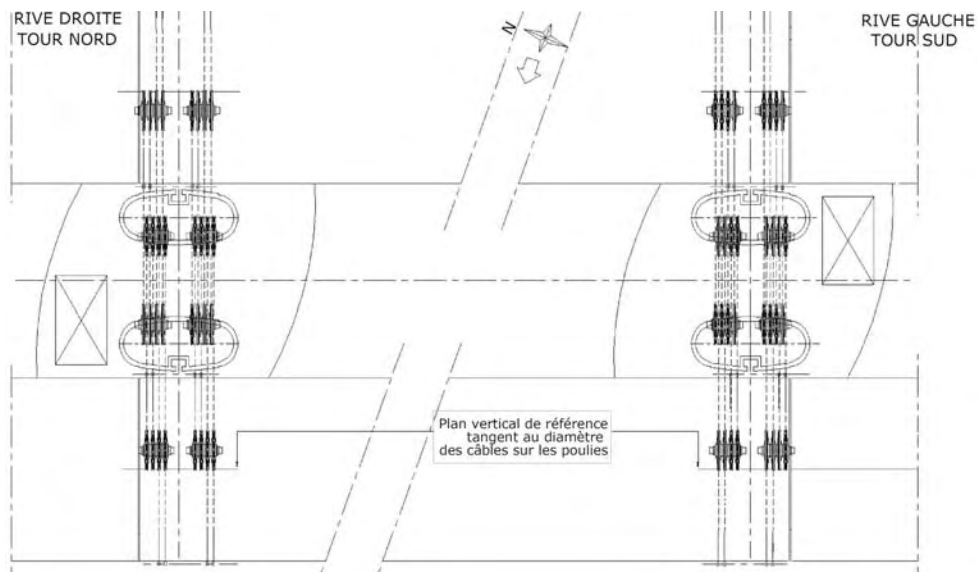


Figure 10 : vue en plan des poulies - répartition des câbles – Source : groupement MOE



La construction de l'ouvrage

L'opération complète nécessite la construction du pont levant, des viaducs d'accès et des raccordements routiers de ces ouvrages à la voie rapide SUD III et à l'Autoroute A150.

Les viaducs d'accès sont des ouvrages mixtes fixes de 2 x 410 mètres en rive droite et 2 x 170 mètres en rive gauche construits par lançage ou pose à la grue selon les travées.

La construction du pont levant a été confiée au groupement Quille-Eiffage-Eiffel-Victor Buyck et la construction des viaducs d'accès à l'entreprise Baudin-Chateauf.



Photo 2 : coffrage glissant d'un socle – Source : Véronique Martins (DDE 76)



Photo 3 : socle après descente par vérinage (à gauche) et gabion en attente de descente (à droite) – Source : Véronique Martins (DDE 76)

La construction des appuis en Seine (socles)

Des contraintes importantes...

Les appuis de l'ouvrage levant (socles) posaient des difficultés de réalisation tout à fait inhabituelles pour plusieurs raisons :

- dimensions importantes (ellipses de 35 m x 20 m pour 15 m de haut) ;
- interdiction d'utiliser les palplanches d'un éventuel batardeau comme coffrage latéral perdu (choix architectural et sécurité vis-à-vis des chocs de bateaux pendant les travaux) ;
- contraintes de navigation fluviale importantes (impossibilité de fermer à la navigation plus de 12 heures de suite).

Une méthode de réalisation particulière

Le choix des entreprises s'est donc porté sur une méthode de construction peu courante (dont



Photo 4 : réalisation du fond de radier d'un gabion à l'aide de sections préfabriquées – Source : Véronique Martins (DDE 76)

le principe avait déjà été utilisé pour le pont de Normandie) :

- 1) réalisation des pieux à partir d'une estacade (photo 4) ;
- 2) préfabrication du fond de radier par éléments ;
- 3) pose de ces éléments sur les gaines métalliques des pieux rehaussées pour être au-dessus du niveau de l'eau (photos 4 et 5) ;
- 4) bétonnage du fond de radier pour solidariser les éléments ;
- 5) réalisation des parois latérales du socle à l'aide de **coffrage glissant** (i.e bétonnage en continu) (photo 2) ;
- 6) butonnage des parois latérales du socle pour reprendre la poussée de l'eau ;
- 7) descente du socle à sa cote finale à l'aide d'un système de vérins (photo 3) ;

- 8) solidarisation du socle avec les pieux ;
- 9) béton de propreté et nettoyage du fond du socle ;
- 10) bétonnage du radier pleine hauteur (4 m) ;
- 11) réalisation du plancher intermédiaire du socle ;
- 12) fermeture du socle.

La construction des gabions de protection

La construction des gabions a été réalisée de manière analogue aux socles. Néanmoins, contrairement aux socles, en phase définitive, les gabions reposent sur le fond de Seine, pas sur des pieux.

Il a donc fallu battre des gaines métalliques uniquement pour la phase construction au niveau de la Seine et les dimensionner en conséquence.



Photo 5 : pose d'un élément préfabriqué de radier de gabion
Source : Véronique Martins (DDE 76)



Photo 6 : installation du système de vérinage pour descente d'un gabion (avant réalisation des voiles latéraux) – Source : Véronique Martins (DDE 76)



Photo 7 : gabion terminé reposant sur des gaines métalliques provisoires avant descente en fond de Seine – Source : Véronique Martins (DDE 76)

La construction des pylônes

Les pylônes sont constitués de 4 cylindres elliptiques de béton de 66 mètres de haut.

Pour réduire les volumes verticaux, leur section elliptique est très réduite (4,35 m x 9,50 m pour des voiles de 35 cm seulement) et a été conçue pour accueillir au plus juste (figure 11) :

- la cage d'ascenseur,
- les contrepoids,
- passerelles de circulation latérale ainsi qu'une échelle à crinoline.

Ils ont été réalisés sur place par levée de 4 mètres à l'aide de coffrages métalliques grimpants sans tiges traversantes (le coffrage est constitué de deux demi-coques qui sont serrées entre elles et donc comprimées sur l'élément de pylône précédent, ce qui permet de s'affranchir de tiges traversantes), (photos 8 et 9).

Des joints de coffrage... finalement bien marqués

Le projet prévoyait de réaliser les pylônes « sans joint apparent » entre les levées.

La méthode de l'entreprise imposait des joints tous les 4 mètres.

Un élément témoin de 8 mètres a donc été réalisé afin de tester plusieurs solutions pour la reprise du joint. Devant la grande difficulté pour obtenir des joints non-marqués homogènes vu la géométrie elliptique, il a été décidé en concertation avec l'architecte d'opter plutôt pour des joints marqués nets.

Ce choix a permis de maîtriser l'effet attendu et surtout de garantir l'homogénéité de tous les joints à réaliser.

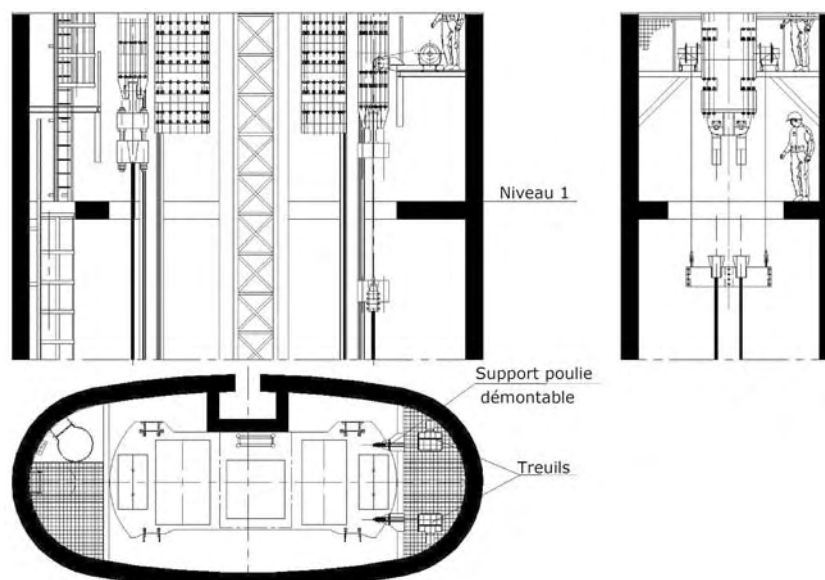


Figure 11 : encombrement des ascenseurs et contre poids – Source : DDE 76



Photos 8 et 9 : réalisation des pylônes par coffrages grimpants – Source : Véronique Martins (DDE 76)

Les travées levantes et les papillons : fabrication, transport et pose

Fabrication en usine

Les travées (1 300 tonnes chacune) et les « papillons » ont été complètement préfabriqués en usine (en Belgique et en Alsace), chaque entreprise du groupement (Eiffel et Victor Buyck SC) réalisant un papillon et une travée.

Les papillons (450 tonnes chacun) sont les structures en tête des 4 pylônes béton qui solidarissent les 2 pylônes d'un même socle et supportent le système de poulies et le passage des câbles.

Ce sont des structures tubulaires (composés de tubes de 1 mètre de diamètre et de 18 mm d'épaisseur), avec une géométrie assurant principalement des efforts normaux dans les tubes.

Cela a permis :

- d'obtenir une grande précision géométrique,
- d'éviter des activités à grande hauteur pour les papillons.

Installation des blocs poulies

Les poulies et leurs axes ont dû être posés après relevage des papillons à Rotterdam (une fois les divers ouvrages à gabarit fluvial passés), (photos 12 et 13).



Photos 10 et 11 : fabrication des travées – Source : Véronique Martins (DDE 76)



Photo 12 : relevage d'un papillon à Rotterdam – Source : Véronique Martins (DDE 76)



Photo 13 : papillon avec poulies – Source : Véronique Martins (DDE 76)

Une belle traversée...

Réalisés entièrement en usine, les papillons et les tabliers ont été transportés sur des barges par voie d'eau depuis les deux usines (Alsace et Belgique) jusqu'en mer, puis ont longé les côtes françaises jusqu'au Havre avant de remonter la Seine jusqu'à Rouen.

La pose : une opération spectaculaire

La pose de ces 4 éléments (2 tabliers et 2 papillons) s'est ensuite faite sur place en quelques jours à l'aide de grues flottantes de très forte capacité (bigues), ce qui a constitué un événement spectaculaire et unique et a attiré beaucoup de visiteurs.

Ces opérations de pose étaient très délicates, et une attention particulière a été apportée aux conditions extérieures (vent, marée, niveau d'eau, force et sens du courant).

Pour les papillons, la bigue (Tacklift 7) a dû être utilisée en s'approchant de sa limite de capacité (450 tonnes à plus de 70 mètres de hauteur).

Pour les travées, la difficulté principale a résidé dans l'encombrement dû aux socles et pylônes (pour la première travée) et dans la nécessaire coordination des deux bigues.

Ces différentes opérations ont donc nécessité une importante préparation.

La pose des quatre éléments s'est ensuite parfaitement déroulée.



Photo 14 : remontée de la Seine d'un tablier – Source : Denis Leroy (DDE 76)



Photo 15 : pose 2^{ème} papillon – Source : Denis Leroy (DDE 76)

Conclusion : ce qu'il reste à faire

L'année 2007 verra la fin des travaux du pont levant et les tests de levage, opération couronnant des années d'efforts de conception et de travaux.

Les viaducs d'accès seront livrés début 2008.

La mise en service de la liaison complète est quant à elle prévue au printemps 2008, à temps pour la prochaine manifestation de grands voiliers.

Ce sera l'aboutissement final d'un projet passionnant à chaque étape : sa genèse difficile, le choix technologique osé d'un pont levant, le concours de maîtrise d'œuvre, la conception de cet ouvrage innovant, la consultation des entreprises et bien-sûr les travaux spectaculaires ■

Les intervenants

Maîtrise d'ouvrage : État, Ministère des Transports, de l'Équipement, du Tourisme et de la Mer représenté par la Direction Régionale de l'Équipement de Haute-Normandie, Service de Maîtrise d'Ouvrage.

Maîtrise d'œuvre générale : Direction Inter-départementale des Routes Nord-Ouest, (DIRNO), Service d'Ingénierie Routière de Rouen précédemment Service Études et Grands Travaux de la DDE 76.

Assistant maître d'œuvre général : CETE Normandie-Centre, Sétra.

Contrôle extérieur : LRPC Rouen, Blois, Nancy, Lille, FIT (contrôles topographiques).

Contrôle technique (tour de contrôle) : APAVE.

Maîtrise d'œuvre particulière : Arcadis (mandataire)
- Michel Virlogeux - Aymeric Zublena - Eurodim
- Serf.

Coordonnateur Sps : Présents.

Entreprises :

- Pont levant : Quille (mandataire) - Eiffage - Eiffel - Victor Buyck SC ;
- Viaducs d'accès : Baudin Chateauneuf.



Photo 16 : pose de la 1^{ère} travée – Source : Denis Leroy (DDE 76)



Photo 17 : pose de la 2^{ème} travée – Source : Gérard Forquet (Sétra)

Application des nouvelles normes (Partie I)

Détermination des efforts horizontaux dans un système d'appareils d'appui à plan de glissement ou de roulement

Yves Picard

Cet article a pour objectif de montrer que le calcul des appareils d'appui peut être très complexe en fonction de la géométrie du tablier, des efforts qui lui sont appliqués et de la raideur des piles, culées et de leurs fondations. Il est présenté en deux parties. La partie II traitera des systèmes comportant des appareils en caoutchouc fretté à plan de glissement, des appareils cylindriques et sphériques, à rouleau et à balancier, ainsi qu'un formulaire. Elle paraîtra dans le prochain Bulletin Ouvrages d'art.

Introduction

Avant propos

Tout en conservant les fondements des guides techniques Sétra de septembre 2000 (appareils d'appui en caoutchouc fretté et appareils d'appui à pot de caoutchouc), il est proposé ici de tenir compte des résultats d'expériences acquises sur plusieurs ouvrages souvent non courants, ainsi que de l'évolution des normes et la prise en compte des Eurocodes, pour évaluer les efforts horizontaux dans un système d'appareils d'appui à plan de glissement ou de roulement.

Il est à noter que le calcul de ces efforts est complexe et qu'il peut faire l'objet de conflit ou réclamation lors de la mise au point du projet d'exécution, d'où l'intérêt de définir au préalable le niveau d'exigence des études.

• À partir de la méthodologie des guides Sétra, cet article propose un canevas de calcul destiné aux ouvrages neufs. **Ce canevas peut aussi servir à l'estimation des efforts horizontaux des ouvrages existants.**

Bien entendu, pour l'appliquer à ces ouvrages anciens, en absence d'une réglementation spécifique pour les appareils d'appui, il faut considérer les règlements antérieurs, utilisés lors de la construction de l'ouvrage. L'essentiel de la démarche consiste à prendre en compte la dispersion des coefficients de frottements des différents appareils d'appui, ainsi que les frottements supplémentaires apportés par les dispositifs de guidage, même pour des ouvrages rectilignes. L'observation

de l'ouvrage en période chaude et froide apporte de précieux renseignements sur son fonctionnement, cependant un changement des appareils d'appui peut modifier son comportement. Souvent un simple calcul à l'ELS en se donnant des marges de sécurité raisonnables est suffisant.

• Les principes de calcul proposés ci-après précisent et complètent ceux proposés dans les 2 guides appareils d'appui du Sétra en cours de parution (en remplacement des guides des années 2000).

• Il est rappelé que les 11 parties de la norme NF EN 1337 sur les appareils d'appui structuraux (comprenant notamment le marquage CE) sont d'application obligatoire depuis le 01/01/07 (cf. arrêté du 24/04/06).

• On ne peut qu'insister sur l'importance de la définition du système d'appareils d'appui et de son influence dès l'origine d'un projet, afin d'évaluer au mieux les efforts horizontaux sur les piles et culées. En effet une sous estimation de l'intensité des efforts résultant du système d'appareils d'appui risque de remettre en cause le dimensionnement des fondations.

Évolution des matériaux - Tendance

Vers 1960 les plans de glissement composés d'une plaque en acier austénitique (inox) sur une feuille de polytétrafluéthylène blanc (PTFE commercialisés le plus souvent sous la marque TEFLON®) ont commencé à se généraliser sur les ouvrages concernés par des déplacements importants. Actuellement des matériaux plus performants que le PTFE sont en cours de mise au point par les fabricants. Ils sont plus performants que le PTFE, notamment en résistance à l'usure et au

fluage. Ils commencent à être diffusés et ils acceptent des pressions nettement plus importantes, ce qui permet de diminuer certaines dimensions des appareils d'appui. À ce jour, nous ne possédons que les valeurs du procédé MSM® (un formulaire consacré à ce procédé sera publié dans l'article « Application des nouvelles normes » partie II du prochain Bulletin Ouvrages d'art n°56).

Cette évolution est tout à fait compatible avec les produits modernes de calage en mortiers spéciaux, qui sont adaptés pour assurer la répartition des descentes de charge sur les dés d'appui de ces nouveaux appareils de dimensions réduites.

Notion sur le fonctionnement des plaques de glissement

On peut différencier 2 types de fonctionnement des plaques de glissement :

- Sur un appui rigide (exemple une culée) le déplacement du tablier dû à une variation de longueur (notamment les effets thermiques) provoque une mobilisation instantanée d'un effort horizontal V_h (seuil de glissement). Ce seuil de glissement V_h varie en fonction de la charge verticale agissant sur l'appareil d'appui.
- Sur un appui semi-rigide ou souple (exemple une pile ou une pile de grande hauteur), la variation de longueur du tablier mobilise progressivement un effort horizontal jusqu'à une valeur V_h (seuil de glissement) où les plaques glissent entre elles en libérant une partie de l'effort horizontal.

L'effort horizontal V_h et la descente de charge verticale N sont reliés par la relation :

$$V_h = \mu \cdot N \text{ ou } \mu \text{ est le coefficient de frottement}$$

Le coefficient de frottement μ n'est pas constant ; il est maximum sous charge statique en l'absence de déplacements relatifs des éléments du système de glissement, puis décroît dès que le mouvement entre les plaques est amorcé.

Les variations thermiques d'un tablier étant un phénomène lent, le glissement des plaques va surtout se produire lorsque la charge N est faible, sous charges permanentes par exemple, ou encore sous réactions minimales dues aux charges d'exploitation si elles sont négatives.

Simulation des étapes de déplacement d'une plaque de glissement :

Au point 0 l'appareil est mis en service, la température augmente et au point 1, le seuil de glissement étant atteint, le glissement intervient et ainsi de suite. Lorsque la température diminue, la pile se déforme dans l'autre sens et le seuil de glissement étant atteint au point 2, on obtient un déplacement en sens inverse et ainsi de suite. On note que l'écart de température pour mobiliser le déplacement (3) est plus important à basse température à cause de l'augmentation des frottements.

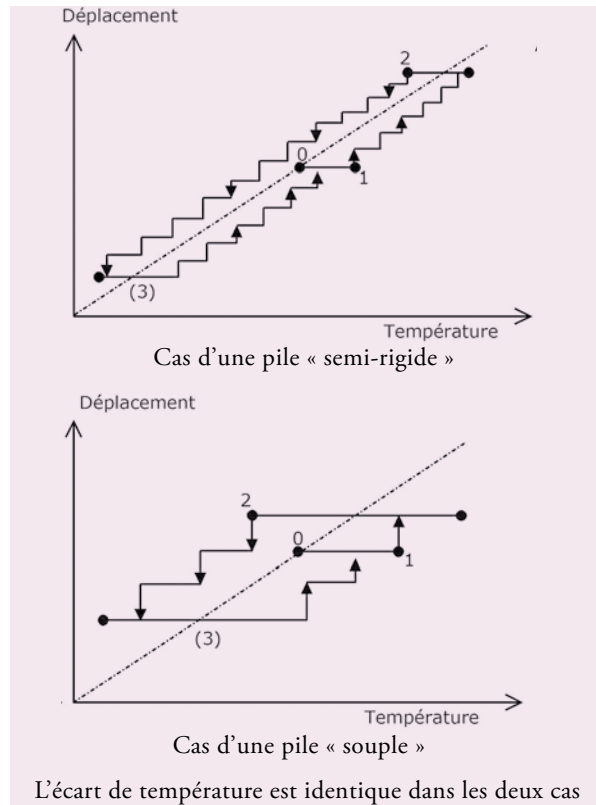


Figure 1 : schéma du principe de fonctionnement d'une plaque de glissement

Principales modifications introduites aux guides du Sétra de septembre 2000

Modifications provenant des Eurocodes :

- le calcul de certaines actions et de leurs combinaisons est différent ;
- la déformation des appuis en béton est calculée avec le module instantané pour toutes variations thermiques ;
- l'amplitude des mouvements thermiques est augmentée ;
- l'effort de freinage est beaucoup plus important.

Modifications provenant de la norme NF EN 1337 et de son interprétation :

- les efforts dans les appareils d'appui sont calculés à l'ELU ;
- les coefficients de frottement pour les appareils d'appui sont déduits de sollicitations ELU ;
- pour la répartition des efforts horizontaux avec des forces favorables et défavorables, la précision d'horizontalité est négligée dans le calcul des coefficients de frottement ;
- la prise en compte des efforts horizontaux sur le système de guidage est précisée ;
- les nuances entre les appuis « souples » et les appuis « rigides » sont plus marquées ;

- la règle forfaitaire de résistance des appareils d'appui à pot fixe sous un effort horizontal de 5 % de leur charge verticale nominale est supprimée.

Remarques générales

L'attention est attirée sur le fait que les efforts horizontaux doivent être calculés avec des descentes de charges maximales et minimales, afin de vérifier le cas le plus défavorable. Cette remarque concerne aussi bien l'appareil d'appui que l'appui (pile ou culée).

Comme indiqué dans le paragraphe précédent, la nouvelle norme NF EN 1337 prescrit le calcul des **appareils d'appui** à l'ELU. Pour une vérification à l'ELS des appuis (piles et culées) les valeurs des coefficients de frottement sont différentes de celles de l'ELU. Ce qui oblige à faire deux calculs différents.

Cas des systèmes à appareils d'appui à pot

Dispositions constructives

Les tabliers reposant sur des appareils d'appui à pot possèdent un point fixe sur une pile ou une culée au choix du projecteur.

Cette pile ou culée comporte alors :

- un appareil d'appui fixe (absence de plan de glissement) ;
- éventuellement un (et un seul) appareil d'appui unidirectionnel dit de **blocage**, cet appareil comprend un plan horizontal de glissement et un guide orienté vers l'autre appareil **fixe** ;
- et éventuellement des appareils d'appui multidirectionnels comprenant un simple plan de glissement horizontal.

Nota

Sur les ouvrages comportant des piles souples de grande hauteur, il est souvent préférable de répartir la résultante des efforts horizontaux sur plusieurs piles consécutives remplissant ainsi la fonction d'appuis fixes. Cela permet en particulier de mieux reprendre les efforts de freinage qui sont très importants avec les Eurocodes.

Les autres appuis du pont sont équipés d'appareils d'appuis glissants, avec :

- au plus d'un appareil (unidirectionnel) de **guidage** comprenant un plan de glissement horizontal et un guide dont la direction est, soit parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage, soit orientée vers l'appareil d'appui fixe d'une autre pile,
- et éventuellement d'un ou plusieurs appareils multidirectionnels comprenant un simple plan de glissement horizontal.



Photo 1 : 1/2 plaque de PTFE d'un appareil à pot avec dispositif de guidage central. Les supports de l'ouvrage étant déformés, l'appareil ne peut remplir son rôle, les plaques cheminent sur leur taquet de blocage puis sont découpées par les mouvements de rotation du tablier
Source : Yves Picard

Principe de calcul des efforts de fonctionnement des différents appareils d'appui

Le calcul des efforts horizontaux doit respecter les normes NF EN 1337 - 1 § 5 et 6 et NF EN 1337 - 2 § 5 et 6.

L'application de ces règles est commentée au chapitre 4 du « Guide technique du Sétra - Appareils d'appui à pot ».

Pour un appareil d'appui glissant sans dispositif de guidage, la relation (1) entre l'effort horizontal mobilisable V_h dans le sens du déplacement et l'effort vertical concomitant N de la combinaison envisagée, s'écrit :

$$V_h = (\mu_{\max} + PP + PL) N \quad (1) \quad (\text{si le seuil de glissement est atteint})$$

La valeur μ_{\max} est définie dans la norme NF EN 1337 - 2 § 6.7 et son tableau 11 en fonction de la pression moyenne de la descente de charge N .

PP représente la précision de pose normalisée en horizontalité fixée à 0,003 radians (cf. NF EN 1337 - 1 § 5.5).

PL représente la pente éventuelle donnée volontairement au plan de glissement (cas par exemple d'une culée en pente où la dénivellation du joint de chaussée en positions extrêmes est ainsi minimisée, [1] et celle résultant du cas de charge considéré (valeur en général négligeable sauf structure très souple ou cinématique de construction complexe sur appareils d'appui définitifs). Cette valeur inclut également le supplément de défaut de pose lorsqu'il est supérieur à 0,003 rad (structure préfabriquée, imprécision du calage...).

Pour les appareils comportant la fonction de guidage ou de blocage, les relations (2), (3) ou (4) entre V_{xy} résultante de l'effort horizontal et la descente de charge

s'écrivent dans les cas courants (plans de guidage parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage) :

$$V_{xy}^2 = V_x^2 + V_y^2 \quad (2) \text{ avec}$$

$$V_x = V_h + \mu'_{\max} V_t \text{ et } V_y = V_t \quad (3)$$

pour les appareils de guidage

$$V_x = \beta \Sigma V_x \text{ et } V_y = V_h + \mu'_{\max} \beta \Sigma V_x \quad (4)$$

pour l'appareil de blocage

- V_t : intensité des efforts horizontaux agissant perpendiculairement au dispositif de guidage.
- $\beta \Sigma V_x$: intensité des efforts horizontaux sur le dispositif de blocage.
- μ'_{\max} : coefficient de frottement de l'élément de guidage ou de blocage.

La valeur de μ'_{\max} est fixée à 0,20 (cf. EN 1337-2 § 6.7, complexe de glissement en CM1).

Nota

Ces efforts sont décomposés en $V \cos \alpha$, $V \sin \alpha$ dans le cas d'un angle α du dispositif de guidage par rapport aux axes principaux de l'appui.

Évaluation des efforts latéraux de guidage sur l'appareil unidirectionnel :

- selon la complexité de l'ouvrage (tracé en plan, longueur du tablier, rigidité transversale du tablier, la rigidité des appuis) une étude spatiale de l'ouvrage est éventuellement nécessaire pour déterminer l'intensité des efforts de guidage. Dans ce cas les efforts sont calculés en alternant d'un appui à l'autre un jeu latéral de 2 mm du dispositif de guidage et en simulant un mouvement du tablier en position de températures extrêmes en ayant au préalable imposé une déviation parasite alternée en plan de $\pm 0,003$ rad sur l'orientation théorique des dispositifs de guidage (l'effet de ces 2 imprécisions est cumulé de la manière la plus défavorable) ;
- pour les ouvrages simples et droits, on pourra se contenter d'évaluer ces efforts pour un appui à la plus grande valeur suivante : [100 KN à l'ELU ou $0,01 N_{\max \text{ ELU}}$ pour l'ensemble de l'appui].

Les paragraphes suivants indiquent comment appliquer ces formules dans quelques cas courants.

Cas 1 : étude sous l'effet d'une combinaison à prépondérance de charges d'exploitation

Appui glissant : effort horizontal au droit des appareils d'appui et de leurs interfaces

Pour l'appareil multidirectionnel, l'effort horizontal résultant V_{xy} est égal à V_h , évalué dans la relation (1) en prenant la valeur de $N_{\max \text{ ELU}}$ de l'appareil.

Si le déplacement est parallèle à l'axe longitudinal du

tablier $V_{xy} = V_x = V_h$.

Pour l'appareil unidirectionnel, on obtient la valeur de V_h de la même manière que ci-avant, puis on calcule V_x et V_y à l'aide des relations (3), V_t ayant pour intensité la somme de l'effort latéral de guidage et de l'effort transversal éventuel provenant des forces centrifuges, ainsi que d'éventuels efforts d'actions d'accompagnement de cette combinaison.

Appui glissant : effort horizontal en tête de l'appui glissant

Par simplification on applique les mêmes efforts que ci-avant, pour l'ELU ($N_{\max \text{ ELU}}$ concomitant) et l'on refait un calcul similaire pour l'ELS. Il est cependant loisible de minimiser les charges verticales pour des appuis souples en simulant des charges « fréquentes »

A l'ELU la combinaison suivante est utilisée :

$$1,35 G_{k, \text{sup}} + G_{k, \text{inf}} + P + S + C + 1,5 T_k + 1,35 \{0,4 \text{ UDL}_k + 0,75 \text{ TS}_k + 0,4 q_{fk, \text{comb}}\}$$

Dans cette combinaison, P désigne l'action éventuelle de la précontrainte, S du retrait et C du fluage.

Effort horizontal longitudinal transmis par l'ensemble des appuis glissants à l'appui fixe (ou aux appuis fixes)

Dans le cas général, le calcul, l'ensemble des réactions verticales N des appuis glissants du tablier est considéré en situation de charges permanentes maximales sur l'ensemble du tablier. Cependant, il existe le cas particulier des travées indépendantes sur appuis rigides et les parties de tablier souple sur appuis rigides (culées par exemple), où il existe un déplacement immédiat par rotation sous circulation. Pour ces appuis, on ajoute à N les effets des charges maximales d'exploitation du coté considéré « défavorable ». L'effort horizontal résultant est la somme vectorielle de l'effort unitaire de chacun des appuis glissants.

Chaque effort unitaire est calculé de la manière suivante :

$$V_x = \mu_a \times N + \mu'_a \times V_t \text{ si son effet est défavorable}$$

$$V_x = \mu_r \times N + \mu'_r \times V_t \text{ si son effet est favorable.}$$

Les coefficients de frottement μ_a , μ_r , μ'_a et μ'_r sont définis dans la norme NF EN 1337 1 § 6.2 et son tableau 2 (qui sera publié sous forme d'un formulaire dans le prochain Bulletin Ouvrages d'art, « Application des nouvelles normes » partie II) « n » étant le nombre d'appareils sur les appuis glissants du tablier interférant longitudinalement sur le système d'appui fixe et « n' » le nombre d'appareils d'appui de guidage.

Les coefficients μ_a et μ_r sont éventuellement modifiés (augmentés ou diminués) de l'effet de la pente PL sur les appuis concernés.

Dans les cas courants, on utilise les mêmes valeurs de coefficients de frottement pour chaque appui.

Les valeurs V sont celles calculées précédemment pour chaque appui glissant.

On recherche ensuite les résultantes du système en faisant la somme des vecteurs produisant un effet défavorable situé d'un côté du système d'appui fixe, avec ceux produisant un effet favorable situé de l'autre côté, puis inversement.

Nota

On entend par charges permanentes à l'ELU la combinaison :

$$1,35 G_{k, \text{sup}} + G_{k, \text{inf}} + P + S + C$$

Pour vérifier l'équilibre général du système d'appui fixe, il n'est pas toléré de prendre des coefficients simplifiés μ_a et μ_r identiques pour des appareils d'appui de type différents (par exemple pour des appareils à pot et des appareils d'appui en élastomère fretté sur le même ouvrage).

Si l'ouvrage comporte des appuis relativement souples sur lesquels on a disposé des appareils d'appuis à plan de glissement, il se peut que le seuil de glissement ne soit jamais atteint ; ainsi les efforts réels en tête de pile sont plus faibles que ceux donnés par le seuil de glissement. Un calcul spatial complexe est recommandé pour effectuer cette vérification.

Efforts horizontaux dans les appareils d'appui d'une pile ou culée fixe

L'intensité maximale des efforts horizontaux ΣV_x dans le sens longitudinal du tablier est l'effet de la résultante des efforts calculés précédemment, **augmenté de l'effort total de freinage**.

Si l'ouvrage ne comporte qu'un seul appui fixe, cette force ΣV_x se répartit, entre l'appareil d'appui fixe et l'appareil d'appui de blocage s'il existe. Dans ce dernier cas, on détermine un coefficient de répartition β entre les deux appareils. Par sécurité, même si l'effort est centré, on adopte des coefficients β supérieurs à 0,5. En absence d'un appareil de blocage, on a évidemment $\beta = 1$.

Si l'ouvrage comporte plusieurs appuis fixes (cas des piles souples), la répartition de ΣV_x se fait selon la rigidité de chaque appui fixe. Pour avoir la résultante sur chaque appui fixe, il faut ajouter à cette répartition l'interaction des effets des variations thermique, retrait et fluage entre ces appuis. Pour les piles qui comportent des appareils d'appui de blocage, il faut ensuite répartir les efforts transversalement selon le coefficient β comme précédemment.

Il faut noter que pour calculer le coefficient de répartition β entre 2 appareils d'appui fixes longitudinalement, outre la souplesse à la torsion de l'appui, un jeu longitudinal de ± 2 mm entre ces 2 appareils d'appui doit être pris en compte, ainsi que l'effet des rotations différentielles du tablier sous les actions variables au niveau de ces appareils.

Nous rappelons qu'avec la nouvelle norme NF EN 1337, ces calculs sont effectués avec le module instantané du béton, ainsi qu'avec les valeurs maximales instantanées de la raideur du sol.

En conclusion, si on se réfère aux formules du paragraphe « Principe de calcul des efforts de fonctionnement des différents appareils d'appui » :

Pour l'appareil unidirectionnel de blocage, l'effort horizontal résultant dans le sens longitudinal V_x est égal à $\beta \Sigma V_x$ (s'il n'y a qu'un seul appui fixe) et transversalement à V_y . On évalue ces efforts en utilisant la relation (4), V_h étant calculé avec la relation (1), N représente dans ce cas la réaction de la charge permanente sur cet appareil d'appui.

Pour l'appareil d'appui fixe, l'effort horizontal résultant dans le sens longitudinal V_x est égal à $\beta \Sigma V_x$ (s'il n'y a qu'un seul appui fixe) et transversalement à V_y qui comprend :

- l'effort transversal du guidage de cet appui ;
- la somme de l'effet V_y (relation 4) de l'appareil de blocage (s'il existe) et des effets V_h d'éventuels autres appareils multidirectionnels situés sur cet appui fixe, dans la relation (1) N représente les charges permanentes sur ces appareils ;
- les éventuels efforts d'accompagnement de la combinaison (force centrifuge,...).

Effort horizontal en tête de la pile ou culée fixe

Longitudinalement l'effort V_x est égal à ΣV_x (si un seul appui fixe) calculé ci-avant et transversalement à V_y qui comprend :

- l'effort transversal du guidage de cet appui ;
- les éventuels efforts d'accompagnement de la combinaison (force centrifuge,...).

Cas 2 : étude sous l'effet d'une combinaison à prépondérance de vent latéral

Cette combinaison n'est généralement pas dimensionnante, **sauf en ce qui concerne la sécurité au glissement des interfaces appui - appareil d'appui - tablier, les pressions de contact piston - virole et les efforts sur les dispositifs de guidage**.

Elle vaut à l'ELU :

$$1,35 G_{k, \text{sup}} + G_{k, \text{inf}} + P + S + C + 1,5 F_{wk}$$

Selon le critère à vérifier, il faut considérer le vent dans un sens ou dans l'autre.

Appui glissant : effort horizontal dans les appareils d'appui et à leurs interfaces

Appareils multidirectionnels : le calcul est inutile, car il n'est pas dimensionnant.

Pour l'appareil unidirectionnel, 2 cas sont à considérer avec N_{max} et N_{min} issus de la combinaison précédente. On obtient la valeur de V_h en employant la relation (1), puis on calcule V_x et V_y à l'aide des relations (3), V_l ayant pour intensité la somme de l'effort latéral de guidage, de l'effort latéral du vent et d'éventuels effets d'actions d'accompagnement de cette combinaison.

Effort horizontal en tête de l'appui glissant (pile ou culée)

V_h est évalué dans la relation (1) avec N charges permanentes sur l'appui considéré. Ensuite V_x et V_y sont évalués à l'aide des relations (3) V_t ayant la même intensité que pour le calcul de l'appareil unidirectionnel ci-avant.

Effort horizontal longitudinal transmis par l'ensemble des appuis glissants à l'appui fixe (ou aux appuis fixes)

Par simplification, on peut reprendre les mêmes valeurs qu'au cas 1, où l'on considère que les charges permanentes sur le tablier. Comme pour les variations thermiques, le seuil de glissement des appareils est atteint en dehors des actions maximales instantanées.

Effort horizontal dans les appareils d'appui de la pile ou culée fixe

L'intensité maximale de l'effort horizontal $\sum V_x$ dans le sens longitudinal du tablier est l'effet de la résultante des efforts calculés ci-avant. Cet effort va se répartir comme dans le cas 1.

- Pour l'appareil unidirectionnel de blocage, l'effort horizontal résultant dans le sens longitudinal V_x est égal à $\beta \sum V_x$ et transversalement à V_y en employant la relation (4), V_h étant calculé avec la relation (1), N ayant pour intensité la réaction de la charge concomitante de cet appareil d'appui.
- Pour l'appareil d'appui fixe, l'effort horizontal résultant dans le sens longitudinal V_x est égal à $\beta \sum V_x$ et transversalement à V_y qui comprend :
 - l'effort transversal du guidage de cet appui ;
 - la somme de l'effet V_y (relation 4) de l'appareil de blocage (s'il existe) et des effets V_h d'éventuels autres appareils multidirectionnels situés sur cet appui fixe, dans la relation (1), N représente les charges concomitantes sur ces appareils ;
 - l'effort transversal du vent dans la direction la plus défavorable ;
 - les éventuels efforts d'accompagnement de la combinaison.

Effort horizontal en tête de l'appui fixe (pile ou culée)

Longitudinalement l'effort V_x est égal à $\sum V_x$ calculé ci-avant et transversalement V_y qui comprend :

- l'effort transversal du guidage de cet appui ;
- l'effort transversal du vent de cet appui ;
- les éventuels efforts d'accompagnement de la combinaison.

Cas 3 : action accidentelle

En sus des éventuelles combinaisons accidentelles du projet (séisme, choc de bateau par exemple), il pourra être imposé dans le CCTP pour les appuis sensibles à l'effet des efforts horizontaux, une vérification en combinaison accidentelle simulant une défaillance d'un appareil d'appui. Cette vérification consiste à prendre en compte une anomalie sur la valeur du coefficient de glissement, par exemple $\mu_{\max} = 10\%$ ou 15% pour l'un des appareils (et un seul).

Cette vérification ne concerne pas l'ensemble des appareils d'appui, mais chaque appui pris isolément, y compris l'appui fixe concerné par la répercussion de cette défaillance.

Cas 4 : utilisation partielle d'appareils à pot dans le système d'appui

C'est le cas par exemple d'appareils à pot disposés uniquement sur les appuis éloignés des appuis fixes du tablier (souvent équipés d'appareils en élastomère fretté).

Il est retenu la même démarche que ci-dessus pour la vérification des appareils à pot et de leurs appuis, ainsi que pour le calcul des efforts transmis aux appuis fixes. Il est à porter une attention particulière aux efforts transmis aux guides, en principe seul les culées seront équipées d'un appareil d'appui comportant la fonction de guidage, celle-ci peut être assurée indépendamment par un appareil spécifique de guidage, notamment si les efforts transversaux sont conséquents.

Cette disposition est astucieuse en zone sismique.



Photos 2 et 3 : exemples de changement d'appareil d'appui à pot – Source : Yves Picard

Exemple simplifié de calcul des efforts à l'ELU sur les appareils d'appui à pot d'un ouvrage rectiligne

Comme exemple nous étudions un ouvrage rectiligne à 5 travées dont la répartition des types d'appareils d'appuis à pot est donné dans la figure 2 ci-dessous.

Par simplification, on considère que le tablier de l'ouvrage est symétrique longitudinalement ; les efforts verticaux en C0-C5, P1-P4 et P2-P3 sont donc identiques.

Hypothèses

Les efforts sur les appuis sont récapitulés dans le tableau 1.

La précision d'horizontalité est prise égale à 0,003 radian et dans tous les cas, on considère la pression sur le PTFE supérieure à 30 MPa ; on en déduit un coefficient de frottement $\mu_{\max} = 0,03$.

En appliquant les formules de la NF EN 1337 qui donnent les coefficients maximum et minimum à retenir pour un calcul d'ensemble, on a :

$$\mu_{\max} \text{ PTFE} = 0,03$$

$$\Rightarrow n = 10 \text{ AA glissants}$$

$$\Rightarrow \mu_a = 0,5 \times 0,03 [1 + (16 - 10)/12] = 0,0225$$

$$\Rightarrow \mu_r = 0,5 \times 0,03 [1 - (16 - 10)/12] = 0,0075$$

$$\mu'_{\max} \text{ guide} = 0,20$$

$$\Rightarrow n' = 5 \text{ AA guidage}$$

$$\Rightarrow \mu'_a = 0,5 \times 0,2 [1 + (16 - 5)/12] = 0,192$$

$$\Rightarrow \mu'_r = 0,5 \times 0,2 [1 - (16 - 5)/12] = 0,008$$

Calcul des efforts dans les appareils d'appui

Cas 1 :

$$\text{AA1 : } V_x = (0,03 + 0,003) 5000 = 165 \\ V_y = 0$$

$$\text{AA2 : } V_x = 165 + 0,2 \times 100 = 185 \\ (100 \text{ kN, valeur min de guidage}) \\ V_y = 100$$

$$\text{AA3 : } V_x = 0,033 \times 10000 = 330 \\ V_y = 0$$

$$\text{AA4 : } V_x = 330 + 0,2 \times 190 = 368 \\ (\text{guidage} = 0,01 \times 19000) \\ V_y = 190$$

$$\text{AA7 : } V_x = 0,033 \times 12000 = 396 \\ V_y = 0$$

$$\text{AA8 : } V_x = 396 + 0,2 \times 230 = 442 \\ (\text{guidage} = 0,01 \times 23000) \\ V_y = 230$$

$$V_x \text{ favorable vers P2 : } - 0,0075 (2 \times 4000 + 8000) \\ - 0,008 (100 + 190) = - 182$$

$$V_x \text{ défavorable vers P2 : } 0,0225 [2 (10200 + 8000) + 9500] + 0,192 (230 + 190 + 100) = 1132$$

En prenant $500 \times 1,35 = 675 \text{ kN}$ de freinage et une répartition $\beta = 0,55$ entre les AA 5 et 6, chaque AA fixe peut recevoir : $V_x = 0,55 (675 - 182 + 1132) = 0,55 \times 1625 = 894$

$$\text{AA5 : } V_y = 0,033 \times 10200 + 0,2 \times 894 = 515$$

$$\text{AA6 : } V_y = 230 + 515 = 745$$

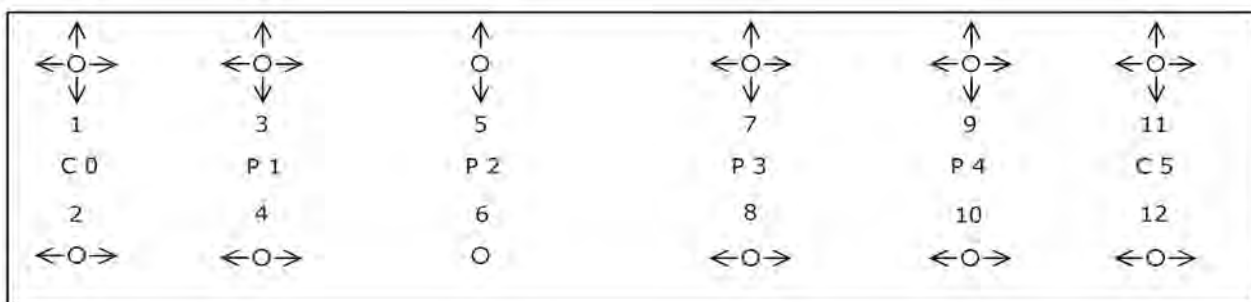


Figure 2

($F_z - V_y$ en kN)	$F_{z \max}$ appui	$F_{z \max}$ AA	$F_{z \text{ perm}}$ AA	$F_{z \text{ min}}$ AA	$F_{z \max}$ vent	$F_{z \text{ min}}$ vent	V_y vent
C0-AA 1 ou 2	9 500	5 000	4 000	3 000	4 200	2 900	500
P1-AA 3 ou 4	19 000	10 000	8 000	6 000	8 500	5 500	900
P2-AA 5 ou 6	23 000	12 000	10 200	7 500	10 500	7 000	1000

Tableau 1

Cas 2 : Vent

AA2 : $V_x = 4200 \times 0,033 + 0,2 (100 + 500) = 259$
 $V_y = 100 + 500 = 600$

AA4 : $V_x = 8500 \times 0,033 + 0,2 (190 + 900) = 498$
 $V_y = 190 + 900 = 1090$

AA8 : $V_x = 10500 \times 0,033 + 0,2 (230 + 1000) = 592$
 $V_y = 230 + 1000 = 1230$

P2 reçoit : $V_x = 0,0225 \times 2 (4000 + 8000 + 10200) + 0,192 (230 + 190 + 100) - 182 = 917$

AA5 et AA6 peuvent recevoir : $V_x = 0,55 \times 917 = 504$

AA5 : $V_y = 0,033 \times 10500 + 0,2 \times 504 = 447$

AA6 : $V_y = 230 + 447 + 1000 = 1677$

Cas 3 : Action accidentelle

En cas de frottement de 10 % sur l'AA8, la force V_x sur P2 peut atteindre :

$10200 (0,10 - 0,033) + 1625 = 2308$ soit une sollicitation de $2308 / 1,35 = 1710$ à comparer à $1625 \Rightarrow + 5,2\%$

sur P3,

$V_x = 12000 \times 0,10 + 11000 \times 0,033 + 0,2 \times 230 = 1609$

$1609 / 1,35 = 1192$ au lieu de

$23000 \times 0,033 + 0,2 \times 230 = 805 \Rightarrow + 48\%$

Récapitulatif des combinaisons d'étude de l'appareil d'appui

La même démarche de calcul a été effectuée pour les descentes de charges minimales, ce qui conduit au tableau 2 ci-dessous.

En conclusion, les écarts significatifs entre les différents cas envisagés montrent l'importance de bien prendre en compte l'ensemble des combinaisons à étudier.

Dans cet exemple, on constate que :

- Les appareils multidirectionnels sont vérifiés avec le cas 1 avec $F_{z \max}$;
- Pour les autres appareils :
- Les dimensions de coussin sont vérifiées avec le cas 1 avec $F_{z \max}$;
- Les dimensions du contact piston-virole de pot sont vérifiées avec le cas 1 avec $F_{z \max}$ pour l'appareil de blocage (AA5), le cas 2 avec $F_{z \max}$ pour les appareils unidirectionnels et l'appareil fixe (AA6) ;
- Après ajout de l'effort horizontal (interne) dû à la pression du piston sur la paroi de la virole, les dimensions de l'épaisseur de virole de pot restent vérifiées avec les mêmes cas que précédemment ;
- Les dimensions du dispositif de guidage sont vérifiées avec le cas 1 avec $F_{z \max}$ pour l'appareil de blocage, le cas 2 avec $F_{z \max}$ pour les appareils unidirectionnels ;
- La vérification de la sécurité au non glissement des interfaces est effectuée avec le cas 1 avec $F_{z \min}$ pour l'appareil de blocage, le cas 2 avec $F_{z \min}$ pour les appareils unidirectionnels et l'appareil fixe ■

		Cas 1 avec $F_{z \max}$	Cas 1 avec $F_{z \min}$	Cas 2 avec $F_{z \max}$	Cas 2 avec $F_{z \min}$
AA1 ou 11	F_z	5000	sans objet	-	-
	V_x	165	-	-	-
AA2 ou 12	F_z	5000	3000	4200	2900
	V_x	185	119	259	216
	V_y	100	100	600	600
AA3 ou 9	F_z	10000	-	-	-
	V_x	330	-	-	-
AA4 ou 10	F_z	10000	6000	8500	5500
	V_x	368	236	498	399
	V_y	190	190	1090	1090
AA5	F_z	12000	7500	10500	7000
	V_x	894	759	504	388
	V_y	515	399	447	309
AA6	F_z	12000	7500	10500	7000
	V_x	894	759	504	388
	V_y	745	629	1677	1539
AA7	F_z	12000	-	-	-
	V_x	396	-	-	-
AA8	F_z	12000	7500	10500	7000
	V_x	442	294	592	477
	V_y	230	230	1230	1230

Tableau 2

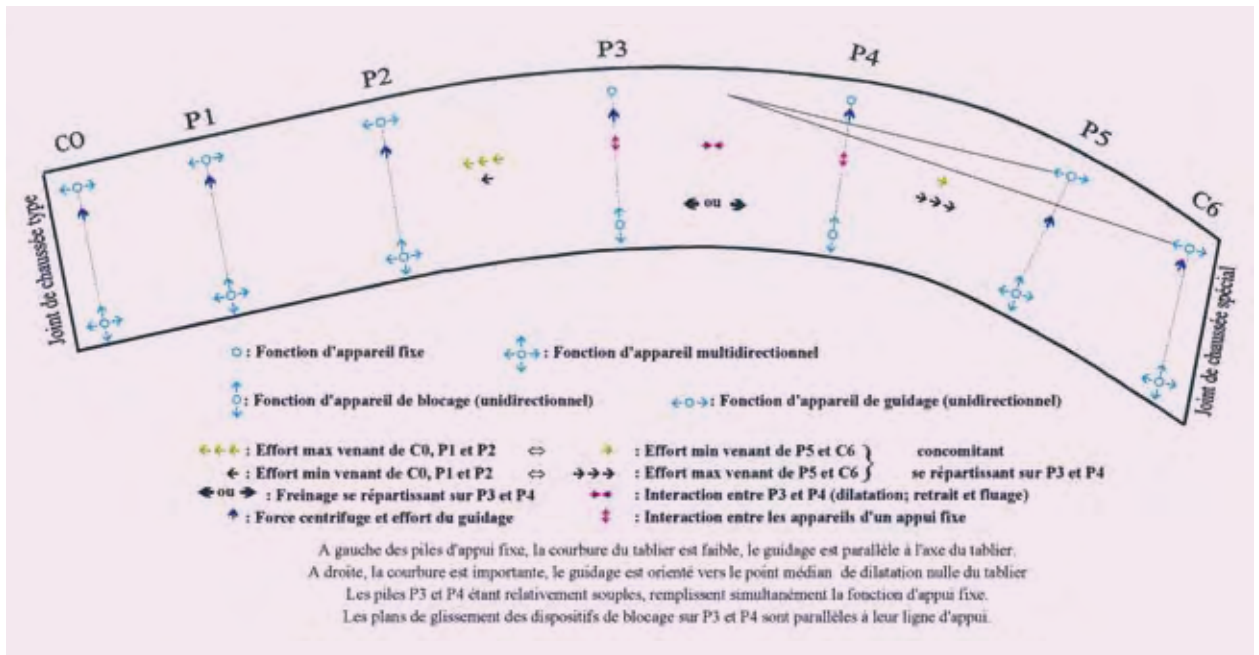


Figure 3 : exemple schématique en plan d'une disposition d'appareils d'appui à pot ou d'appareils d'appui sphériques

Référence bibliographique

- [1] M. Fagnat, Les joints de chaussées sur les ponts à forte pente - Bulletin Ouvrages d'art du Sétra N° 51.

Éclairage public

Quelques éclaircissements pour les maîtres d'ouvrages

Jacques Berthelley

La directive « Produits de construction » est applicable aux candélabres d'éclairage public. En effet, l'arrêté du 20 décembre 2002 impose, depuis février 2005, que les fûts de candélabres en acier ou en aluminium mis sur le marché soient munis d'un marquage CE. Ce marquage atteste la conformité de ces produits aux prescriptions de la norme EN 40, sous le contrôle d'un des organismes tiers notifiés par les états membres de l'Union Européenne.

L'organisme notifié pour le marquage CE des fûts métalliques de candélabres en France est le CTICM.

Cette procédure qui s'ajoute aux textes existants est de nature à améliorer la qualité des produits.

Comment distinguer les produits et les ouvrages

Les fûts métalliques sont des produits non encore posés et susceptibles de circuler en Europe. Les fabricants de ces produits ont l'habitude de les appeler « candélabres ». En revanche, pour un maître d'ouvrage, un « candélabre » est un ouvrage, une structure fixe, qui comporte d'une part des fondations et se trouve d'autre part muni d'une lanterne en vue de remplir sa fonction. La confusion sémantique entre les « fûts-de-candélabres » et les « candélabres-ouvrages » est apparue récemment au grand jour [1], et a rendu une mise au point nécessaire.

Aujourd'hui, les candélabres-ouvrages, doivent se conformer à d'autres textes que l'arrêté du 20 décembre 2002 qui ne concerne que les candélabres-produits. Les massifs de fondation et leur ferrailage ne sont pas seulement « conformes à des règles de l'art » mais relèvent de CCTG comme par exemple le BAEL pour le béton armé. Les CCTG ont été approuvés par décret et sont toujours applicables à tout marché qui s'y réfère expressément.

Pour une pose, l'ensemble de la chaîne mécanique en amont et en aval du fût – fondation, ancrages, attaches de la lanterne – demeure à justifier vis-à-vis des effets du vent conforme aux NV65 modifiées par le modificatif de la carte des zones de vent paru en décembre 1999, en fonction de la zone, du site et de la hauteur spécifique de l'ouvrage prévu ; voir [7].

En ce qui concerne la détermination du coefficient de hauteur, il ne faut pas prendre en compte la hauteur du candélabre, mais la hauteur par rapport à l'environnement aérodynamique, car par exemple, le même candélabre dans la même zone et dans le même site n'est pas sollicité de la même façon selon qu'il est au sol ou sur le tablier d'un pont 30 m plus haut. Quelle que soit leur hauteur propre, les candélabres situés sur un pont sont aussi plus exposés au risque de ruine par fatigue due aux effets dynamiques du vent.

Une partie des CCTG sera dans un proche avenir relayée par les Eurocodes structuraux. Les CCTG qui concernent la mise en œuvre seront révisés, ou seront remplacés par des recommandations et notes techniques, conservant la force juridique de documents de référence.

Comme l'annonce un article de Th. Kretz et J. Berthelley « fatigue due au vent » [4], il existera dans les Eurocodes des outils pour traiter dans les spécifications des marchés la fatigue causée par le vent, et compléter ainsi l'EN40 sur ce point quand c'est nécessaire, quelle que soit la hauteur du fût.

La norme EN40 laisse les États européens libres de réglementer les fûts de candélabre vis-à-vis de la fatigue due au vent et ne fait aucune recommandation. Un fût métallique de candélabre marqué CE, est seulement strictement conforme à l'EN40 : il ne présente donc vis-à-vis de la fatigue, à l'égard des effets dynamiques du vent, aucune qualité particulière de durabilité.

Concernant les conséquences d'une fissure de fatigue, la norme EN40 exige simplement que les propriétés mécaniques minimales de l'acier utilisé pour les tiges de scellement doivent être conformes « aux exigences de la nuance S 235 JR de l'EN 10025 ». Or, il s'agit de la plus mauvaise classe d'aciers qu'on puisse trouver dans l'EN 10025 concernant la ténacité. Il est donc parfaitement légitime et nécessaire d'avoir ici aussi des exigences complémentaires à celles de l'EN40 pour des candélabres-ouvrages routiers car des ruptures de tiges d'ancrage ont déjà donné lieu à des accidents graves.

Inventaire des pièges dans lesquels le donneur d'ordre ne doit pas tomber

L'arrêté du 20/12/2002 ne rend pas obligatoire l'utilisation de fûts de candélabres en acier et en aluminium, du fait qu'ils seraient marqués CE. En effet, l'arrêté n'interdit pas par exemple la mise en œuvre de candélabres en bois ou en béton armé, qui ne sont pas encore soumis au marquage indispensable aux fûts métalliques pour circuler en Europe.

Les règles Neige et Vent, révisées en 1999, s'appliquent toujours à tous les candélabres. Un fût métallique est un produit mobile et il est marqué pour une résistance purement conventionnelle sans qu'on sache dans quelle zone, dans quel site et à quelle hauteur il sera finalement installé. Lors du marquage CE, on ne sait pas non plus quelle sera la prise au vent de la lanterne finalement retenue par le donneur d'ordre. Il convient donc de faire reprendre les calculs en vue d'implanter une installation d'éclairage. Les calculs doivent être aussi repris pour justifier les fondations, les tiges d'ancrages et les ferrailages du massif. Seule la justification des fûts métalliques pourrait être simplifiée par le marquage CE, si la documentation technique du fabricant le permet sans ambiguïté.

Lors du marquage CE, on ne sait pas si l'embase du candélabre sera au contact du massif de béton, ou si le montage sera du type aérien. Dans le second cas, si le fût repose seulement sur les tiges, sans mortier de scellement, les contraintes locales dans les tiges et dans les zones de l'embase proches des tiges sont

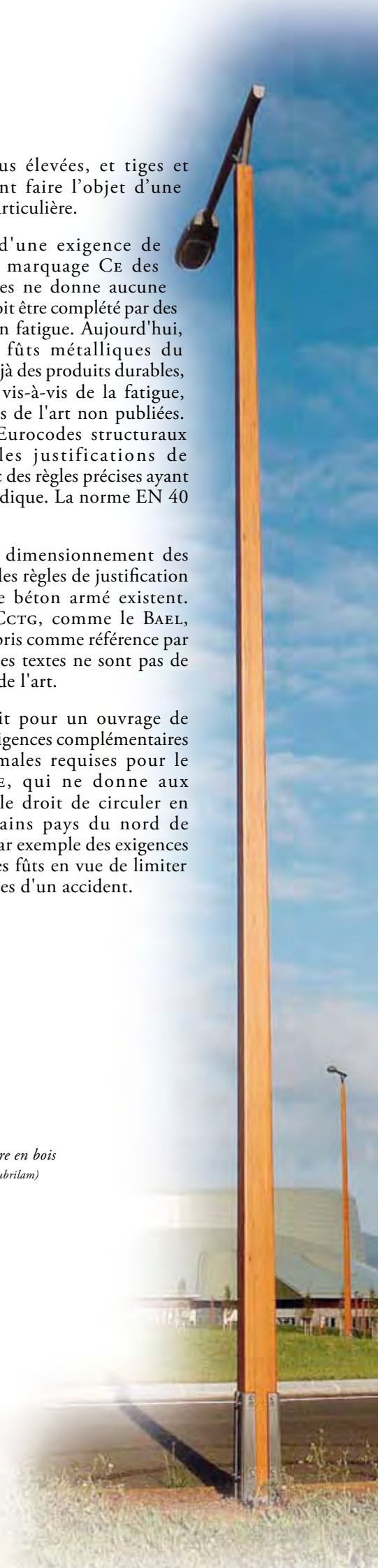
nettement plus élevées, et tiges et embase doivent faire l'objet d'une justification particulière.

Dans le cas d'une exigence de durabilité, le marquage CE des fûts métalliques ne donne aucune indication et doit être complété par des justifications en fatigue. Aujourd'hui, les meilleurs fûts métalliques du marché sont déjà des produits durables, dimensionnés vis-à-vis de la fatigue, selon des règles de l'art non publiées. Demain, les Eurocodes structuraux codifieront les justifications de durabilité, avec des règles précises ayant une valeur juridique. La norme EN 40 le prévoit.

Des règles de dimensionnement des fondations et des règles de justification des massifs de béton armé existent. Il s'agit des CCTG, comme le BAEL, généralement pris comme référence par les marchés. Ces textes ne sont pas de simples règles de l'art.

Rien n'interdit pour un ouvrage de spécifier des exigences complémentaires à celles minimales requises pour le marquage CE, qui ne donne aux produits que le droit de circuler en Europe. Certains pays du nord de l'Europe ont par exemple des exigences de fusibilité des fûts en vue de limiter les conséquences d'un accident.

Photo 1 : candélabre en bois
Source : Hervé Nègre (Aubrilam)



Le contrôle des installations d'éclairage existantes par essais statiques

Les tests éventuellement prévus dans le cadre du marquage CE de certains éléments constitutifs de candélabres, considérés comme produits, ne doivent pas être confondus avec les essais statiques d'une installation complète existante, qui sont décrits dans la **note d'information n°125 du Sétra** [6] par exemple en vue de la réception d'un ouvrage.

Cette note décrit les précautions à prendre pour de tels essais. Il n'est pas possible de rentrer ici dans le détail. La charge est appliquée quatre fois : dans deux directions perpendiculaires et dans les deux sens pour chaque direction. Dans le cas où des doutes subsistent lors de l'essai sur la validité d'un comportement élastique, les tests peuvent être reconduits une seconde fois pour vérifier la réversibilité des déformations mesurées.

Cette procédure, mise en œuvre pour une DDE par la société ROCH-Service, a permis récemment de révéler une tige de scellement cassée sur un candélabre parmi les 114 ouvrages existants testés. La détection de cette dégradation a entraîné la dépose de l'ouvrage. On note que l'effort est appliqué à 5,20 m de hauteur au-dessus de l'embase pour des mâts autoroutiers de 20 m de hauteur, à 2 luminaires. C'est donc nettement plus que les 2 m minimum recommandés par la note d'information n°125.

Les vérifications mécaniques des candélabres n'ont aucun caractère réglementaire, et doivent même être pratiquées avec prudence. Attention, les règles Neige et Vent, sont un règlement de calcul, et non un texte traitant des essais à pratiquer sur les candélabres.

En aucun cas la note d'information n°125 ne constitue une homologation de méthodes existantes, elle recommande simplement d'éviter, si test il y a, de faire subir aux supports des niveaux de sollicitations extrêmes risquant en fait dans certains cas d'endommager les installations. En d'autres termes, l'objectif de la note est de limiter l'intensité d'essais inappropriés pour éviter qu'ils ne deviennent « destructifs ».

Pour mémoire, le niveau des vents extrêmes correspond pour les candélabres urbains à une période de retour de l'ordre de 300 ans. Il est par conséquent absurde de tester à ce niveau de charge ultime (ELU, état limite ultime) les installations d'éclairage car ce niveau proche du niveau de ruine endommage l'installation. Le niveau de service (ELS, état limite de service) dont la période de retour est de 50 ans, constitue le niveau approprié du vent pour des essais, et correspond à l'effet du vent caractéristique (1,20 fois le niveau normal) dans la terminologie des règles Neige et Vent.

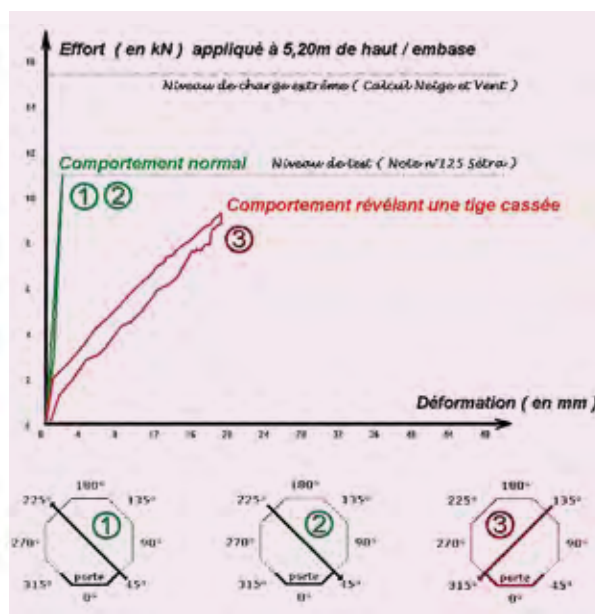


Figure 1 : mise en évidence d'une tige cassée par application successive de l'effort dans les différentes directions – Source : ROCH-Service

Ce niveau correspond à un coefficient de sécurité : $\gamma = 1,50$ sur l'effort de pression exercé par le vent.

On retrouve le coefficient 1,50 en décembre 2003 dans la seule publication scientifique trouvée sur le sujet [5], avec un effort appliqué à la hauteur de 6,85 m, soit proche du centre de poussée du vent pour les mâts de 15,60 m concernés. Le moment appliqué lors des essais décrits par cette publication est en effet de 30 kNm pour une capacité résistante ELU de la fondation de 45,1 kNm. La capacité ELU du fût était par ailleurs de 52,3 kNm à la limite du domaine élastique de l'acier, sans tenir compte de la ruine par voilement local qui rabaisse légèrement cette valeur.

Plusieurs années après la publication de la note d'information n°125, il apparaît que des méthodes proposées aujourd'hui sur le marché pour tester les candélabres ne sont pas toujours satisfaisantes, car les efforts appliqués ne sont pas représentatifs des efforts réels causés par le vent.

Les principes qui devraient être exigés pour les tests sont les suivants :

- l'effort appliqué doit être horizontal (figure 2) ;
- l'effort doit être appliqué à mi-hauteur du candélabre de façon à reproduire correctement l'effet du vent, dont le centre de poussée est à peu près situé à ce niveau ;
- il n'est pas souhaitable que le treuil ou le dispositif hydraulique soit motorisé. Les efforts appliqués sont modestes et un système mécanique bien contrôlé, accompagné d'un dispositif de mesure permanent de l'effort, suffit et permet d'éviter l'application d'une force excessive ;

- le treuil est mis en place suffisamment loin du candélabre pour ne pas exercer des efforts sur les fondations par l'intermédiaire du sol, qui viendraient fausser les mesures de déformations. Bien sûr, les capteurs de déformation doivent être installés sur un support fixe, lui aussi suffisamment éloigné du candélabre : des systèmes optiques éloignés du candélabre pourraient par exemple faire l'affaire.

La note d'information n°125 a été rédigée en 2003 avec le souci de ne pas brutalement interdire de facto tout essai statique de candélabre selon les méthodes alors disponibles.

Ce coefficient de sécurité de 1,50 a donc été augmenté dans la note d'information n°125 d'octobre 2003 pour tenir compte de la hauteur du point d'application de la charge, car il est provisoirement admis que cette hauteur puisse être descendue à deux mètres au-dessus de la base du fût. En contrepartie, le niveau de charge est limité à 60 % du niveau ELU du vent extrême :

soit $\gamma = 1,67$ sur l'effort de pression exercé par le vent.

Si l'effort est appliqué à deux mètres de hauteur dans le cas du candélabre courant de 12 m de hauteur de la figure 2, l'effort appliqué doit être triplé pour produire le même moment fléchissant en pied. L'effort tranchant triple concomitant du moment fléchissant en pied demeure très agressif pour certains sols de mauvaises caractéristiques géotechniques. Dans ce cas, il faut donc être très prudent dans l'interprétation des résultats d'essais : il ne faut pas conclure à une plastification du fût du candélabre, quand les déformations observées sont en fait de simples tassements du sol provoqués par l'agressivité de la méthode de test.

Pour faire la différence entre un mouvement de tassement du sol et la plastification du fût, il suffit

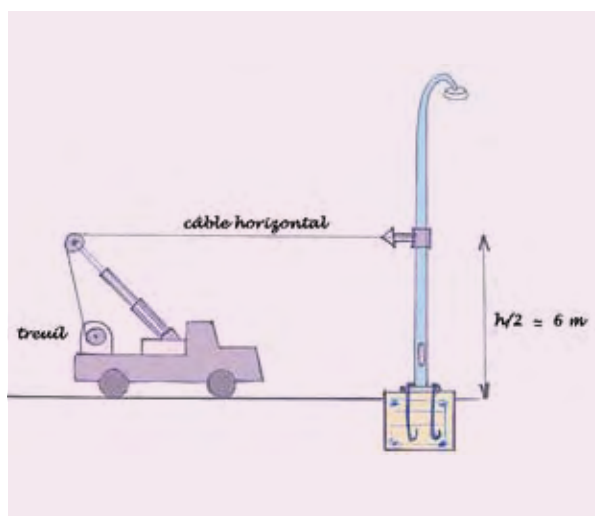


Figure 2 : schéma souhaitable du test statique. Le candélabre figuré est un ouvrage routier courant d'environ 12 m de hauteur

d'enregistrer, lors de l'application de l'effort, outre des déplacements au point d'application de la charge :

- le déplacement à la base du fût,
- la rotation du massif de fondation au moyen d'un inclinomètre appuyé sur ce massif.

Un recouplement et une analyse plus fine des résultats est alors possible.

Si l'on compare la variante de la figure 3 à la procédure illustrée par la figure 2, plusieurs problèmes apparaissent :

- l'effort normal concomitant dû à l'inclinaison du câble, peut venir refermer une fissure et fausser ainsi les résultats lus sur les courbes efforts-déformations. Les efforts transmis lors de l'essai doivent représenter les effets du vent.

- la présence d'un buton permet apparemment de réduire l'effort tranchant transmis à la fondation et d'abaisser le point d'application de la charge. Cependant il ne faut pas annuler l'effort tranchant, car le vent transmet bien un effort tranchant et les efforts transmis lors de l'essai doivent représenter les effets du vent. Le réglage de l'effort transmis par le buton pour représenter correctement les effets du vent est donc très difficile, et cet effort doit en tout état de cause être enregistré lors de l'essai.

- du fait de l'inclinaison du câble, la tension doit être augmentée, ou le point d'attache doit être fixé plus haut à tension égale qu'avec le câble horizontal de la figure 2 pour obtenir le même moment fléchissant en pied.

En pratique, une procédure du type de la figure 3 nécessiterait de démontrer :

- qu'on maîtrise toujours dans les conditions du terrain, et pas seulement en laboratoire, le réglage de l'effort tranchant transmis à la fondation ;
- que le test n'est pas trop agressif. Quand l'effort

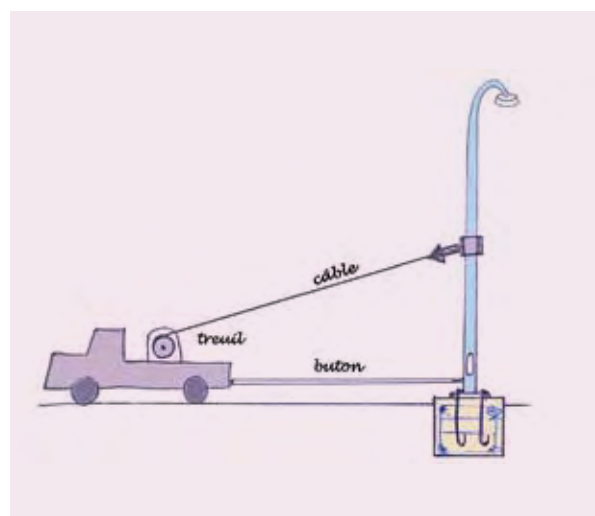


Figure 3 : variante à éviter

tranchant est abaissé, par exemple à 2 m au lieu de 6 m, l'effort tranchant reste triplé entre le buton et le point d'application de la charge. Si l'on descend le point d'application à un mètre, il est multiplié par six. Il faudrait avoir démontré pour tous les types de candélabres qu'un test mécanique de ce type n'est pas trop agressif. On est en effet dans la zone de la porte pour tous les candélabres métalliques, de l'assemblage avec l'embase qui est une zone sensible de certains candélabres en aluminium, ou dans la zone de l'assemblage pour les candélabres avec un fût en bois.

La prestation de test mécanique ne dispense pas le maître d'ouvrage des vérifications prévues dans la fiche n°8 du « guide de maintenance des installations d'éclairage public ». Son attention est particulièrement attirée sur la nécessité :

- d'un examen visuel assez fréquent des boulons d'ancrage et des visseries, ainsi que d'un contrôle de leur état de serrage tous les 3 ans au moins ;
- de la recherche, à cette occasion, des jeux survenant du fait d'une conception défectueuse de l'ancrage en pied, d'un desserrage, d'une déconsolidation latérale de la fondation, d'un défaut de soudure ou de toute autre origine ;
- de recenser les candélabres montés sur tiges par écrou et contre-écrou sans mortier de calage, de façon à remédier à cette situation.

De tels examens sont recommandés après une tempête, ou pire, après des essais statiques menés à un niveau de charge exagéré, sans tenir compte de la note d'information n°125 du Sétra.

D'autres méthodes sont en cours de mise au point et devraient prochainement entrer en phase d'application pratique courante. On peut citer :

- les méthodes dynamiques, avec lesquelles on applique au candélabre un effort au droit du centre de poussée du vent. Le niveau de charge peut demeurer faible et peu agressif, de l'ordre de la moitié du niveau ELS. On observe les courbes d'amortissement après détachement brutal du câble d'application de la charge. La détermination du coefficient d'amortissement et les irrégularités des courbes peuvent révéler les défauts les plus graves d'un fût de candélabre, notamment les fissures de fatigue à la liaison du fût avec l'embase. Une méthode de ce type a été expérimentée en Iowa [2] avec le concours de l'Université Lehigh, excellent centre d'expertise dans le domaine de la fatigue des structures métalliques (photo 2) ;
- les investigations au moyen d'ultra-sons dans les tiges d'ancrage, qui ont fait récemment l'objet d'une publication dans le Bulletin d'Ouvrages d'art [3] ■

Références bibliographiques

[1] Revue LUX du Syndicat de l'éclairage : « Candélabres pour l'éclairage public », numéro 239, septembre-octobre 2006.

[2] State of Iowa ; « Field instrumentation, testing and long term monitoring of high mast lighting towers in the State of Iowa » Final report, Novembre 2006.

[3] Barbier, V. ; Goury, Ph. ; « Mise au point d'une méthode de détection des défauts par ultrasons dans les tiges d'ancrage » Bulletin Ouvrages d'art du Sétra numéro 50, novembre 2005.

[4] Kretz, T. ; Berthelley, J. ; « Propositions pour la vérification à la fatigue des Portiques, Potences, et Hauts Mâts. » Bulletin Ouvrages d'art du Sétra numéro 49, juillet 2005.

[5] Fiedler, LD. ; Jahnke, H. ; "Experimentelle Tragsicherheitsbewertung eines stählernen Beleuchtungsmastes." Stahlbau, numéro 72, décembre 2003

[6] Berthelley, J. ; « Éclairage du réseau des routes nationales : Recommandations pour le contrôle de la stabilité des supports par un essai de chargement statique », Sétra, note d'information n°125, octobre 2003.

[7] Berthelley, J. ; « Modification de la carte des zones pour appliquer les règles Neige et Vent NV 65 » Bulletin Ouvrages d'art du Sétra numéro 36, décembre 2000.



Photo 2 : test dynamique expérimental, en Iowa – Source : Bruce Brakke

Étanchéité des ponts par feuille préfabriquée bitumineuse

La semi indépendance : fausse solution au vrai problème des gonfles

Michel Fragnet

Depuis quelques années on voit proposer en tant qu'étanchéité des ponts, des procédés d'étanchéité par feuilles bitumineuses posées en semi-indépendance, le plus souvent sous une couche d'asphalte à gros gravillons. Ces procédés sont issus de techniques du bâtiment.

La Commission en charge des avis techniques sur les étanchéités des ponts est amenée à donner un avis sur ces procédés. Or, il faut savoir qu'un avis technique n'est qu'un document d'information sur les performances des produits ou procédés qui sont proposées à la commission. En outre, le chapitre III de l'avis technique est par principe, établi sur la base d'un consensus sur les performances d'un procédé d'étanchéité mesurées par des essais de laboratoire. Ces essais visent à assurer que le procédé satisfait à des spécifications minimales pour ces caractéristiques. Il ne traduit pas ou que très imparfaitement le comportement du procédé in situ soit par manque de recul ou d'expérience soit du fait des difficultés de remontée des informations à la Commission. Avoir un avis technique ne signifie donc pas que le produit donne satisfaction par le seul fait d'avoir cet avis (voir note de présentation des avis, notamment les § 1.3, 2 et 5).

L'auteur, qui a rédigé l'article en tant que responsable de la cellule équipement des ponts au CTOA du Sétra et non comme membre de la commission citée ci-dessus, se propose de souligner, dans ces avis, certains points qui sont à lire avec attention, car l'interprétation est parfois problématique, parce qu'ils soulignent les risques d'effets néfastes en terme d'efficacité des chapés



Photo 1 : exemple du glissement d'un complexe étanchéité/revêtement sur une couche de semi-indépendance – Source : Sétra/CTOA

d'étanchéité que l'on peut craindre, à moyen terme, en faisant appel à ces techniques.

La semi-indépendance a eu son heure de gloire avec les procédés asphalte qui ont été présentés dans le guide technique STER dès 1964. Elle était nécessaire car l'application d'un matériau à une température de plus de 200° C sur un béton contenant toujours un peu d'humidité⁽¹⁾ avait comme conséquence la formation de bulles, cloques voire gonfles au moment de l'application. La solution « bâtiment » consiste à poser ce mastic d'asphalte sur une couche d'indépendance totale (en général un papier kraft). Sur les ponts, pour reprendre les efforts de freinage et pour

(1) Sur la cinématique des gonfles, les causes probables, nous renvoyons au rapport de recherche « cloques et gonfles » publié en Septembre 1998 par le CTOA du Sétra. Réf F9852

éviter un glissement sur la feuille de papier kraft, un compromis a consisté à prévoir des zones où la couche d'étanchéité était au contact du béton (les trous du papier kraft à trous ou entre les mailles d'un tissu de verre) et de permettre à la vapeur d'eau de s'expanser sous la couche de papier kraft ou par les fibres du tissu de verre. On parle alors de **semi-indépendance**.

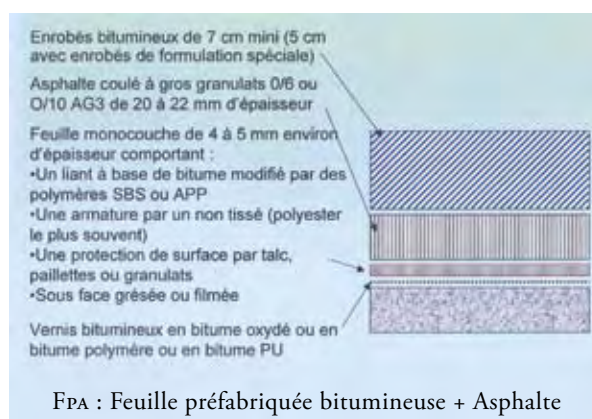
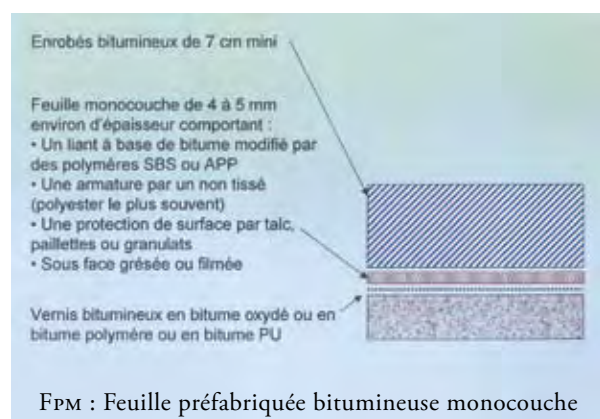
L'inconvénient majeur de cette disposition était de permettre aussi à l'eau qui aurait pu pénétrer au travers de la chape (points singuliers, relevés mal faits, fissures de la chape, ...) de suivre le chemin inverse de la vapeur d'eau et de percoler tranquillement à l'interface chape/béton jusqu'à une zone de la structure par où elle pouvait pénétrer.

Ceci a bien été démontré par des constatations faites sur des chapes selon ce concept, notamment en Allemagne mais aussi en France.

C'est pourquoi, pour éviter les traitements complexes des points singuliers, des techniques « adhérentes » ont été proposées dans les années soixante avec les films

prépondérant de l'efficacité d'une chape d'étanchéité puisque cela va permettre d'éviter les contaminations d'interface par suite de problèmes de défauts de conception des points singuliers, des erreurs de chantier et des risques en service (perçement d'une chape lors d'une opération de rabotage, par exemple).

Techniquement, pour empêcher la formation des gonfles avec des feuilles préfabriquées bitumineuses, il faut soit augmenter l'adhérence au support, or les limites des matériaux bitumineux ne permettent pas d'aller au-delà de 0,4 MPa, soit empêcher la pression de vapeur de se développer. Pour cela, on peut s'opposer (voir ⁽¹⁾) à la pression en prévoyant la mise en œuvre d'un primaire assurant une fonction de bouche pores à base de résine polyuréthane en général, (dont le dosage minimal pour être efficace semble être de l'ordre de 800 g/m²), ou en assurant une isolation thermique contre l'effet de l'ensoleillement qui, par son effet calorifique, est la cause de la transformation de l'eau en vapeur et/ou de dilatation des gaz contenus dans le béton.



Figures 1 : épaisseur d'enrobé préconisée sur FPM et FPA

minces adhérents au support (voir guide technique STER 66, par exemple). Pour contrebalancer la pression de vapeur, les valeurs d'adhérence au support ont été fixées à 1 MPa sur la base d'un calcul simpliste qui donnait un minimum de 0,7 MPa.

Les fabricants de feuilles préfabriquées bitumineuses ont proposé ensuite des solutions, grâce notamment aux performances des bitumes modifiés par des polymères. Malheureusement, ces produits à base de bitume ne permettent pas de dépasser une valeur d'adhérence de 0,4 MPa à 20° C. Ce qui est notoirement insuffisant, surtout en cas de défaut de soudage, pour contrebalancer la pression de vapeur.

Il faut savoir que le principe de l'adhérence est, pour les chapes d'étanchéité des ponts, un élément

C'est pourquoi, on préconise une couche d'épaisseur d'enrobé de 7 cm minimum (5 cm au-dessus d'un complexe feuille + asphalte puisque la couche d'asphalte apporte aussi une isolation et à condition d'avoir des enrobés formulés en conséquence). Cette couche d'enrobé apporte outre l'isolation thermique, une masse qui joue dans le même sens.

Les techniques de feuilles bitumineuses posées en semi-indépendance sont un retour en arrière et ne sont donc pas techniquement un progrès pour la durabilité et l'efficacité des chapes. D'autant que des incidents récents semblent montrer que leur efficacité en tant que parade à la formation de gonfle n'est pas toujours vérifiée. Par ailleurs, la reprise des efforts de cisaillement sous les actions des forces horizontales reste encore à prouver (voir les courbes types de

cisaillement d'interface sur la figure 2).

La tenue d'un enrobé de faible épaisseur sur un système non lié au support est sujette à risque.

Nous considérons donc que les systèmes à base de feuilles bitumineuses préfabriquées en semi-indépendance ne devraient pas se voir sur un tablier d'ouvrage sous trafic To et plus ou soumis à des efforts tangentiels (courbes, zone de freinage, etc.) compte tenu des risques importants que cela apportent et que ces systèmes proposées par des entreprises ont surtout un objectif à court terme qui est la facilité de mise en œuvre, un coût évidemment réduit par rapport à un système « adhérent » et l'absence de souci vis-à-vis des gonfles avant la mise en œuvre des enrobés (encore que, sur ce point, des incidents récents montrent que ces procédés ne sont pas à l'abri de ce risque !) mais il convient de comparer des choses comparables et ces systèmes n'apportent pas le même niveau de performance que les systèmes à base de feuilles « adhérentes ».

Rappelons, par ailleurs que seuls les systèmes « adhérent » sont admis sur les ponts mixtes⁽²⁾.

En conclusion, ne vous laissez pas abuser par le chant des sirènes des systèmes semi-indépendants et exigez, dans vos CCTP, des systèmes « adhérent » conformes au F67, titre I ■

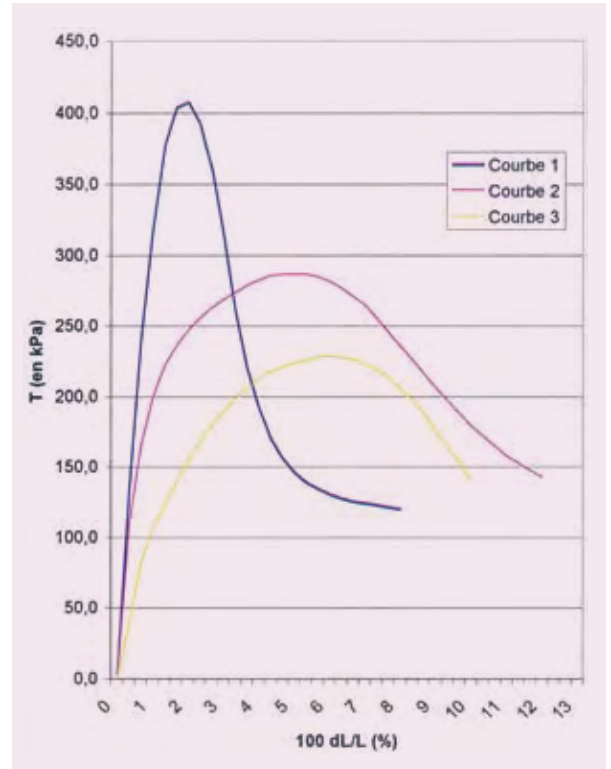


Figure 2 : courbes types de cisaillement de trois familles de produits

Légende :

1. courbe type des procédés type FPM (feuille préfabriquée monocouche) avec liant à Bmp (Bitume modifié par des polymères) type APP (Polypropylène atactique) adhérent au support
2. courbe type des procédés type FPM (feuille préfabriquée monocouche) avec liant à Bmp type SBS (Styrène Butadiène Styrene) adhérent au support.
3. courbe type des procédés type FPA (feuille préfabriquée+asphalte) en semi-indépendance

Commentaires :

- a) Ces courbes illustrent les efforts de cisaillement d'interface en fonction du déplacement dans les conditions de l'essai tel qu'il est actuellement réalisé au LRPC d'Aix (une norme NF EN 13653 récente propose un dispositif d'essai différent mais de même principe).
- b) Il s'agit de courbes moyennes et il peut y avoir de grandes variations d'allures entre les produits d'une même famille mais l'allure générale reste.

(2) Voir le chapitre 7 du guide « Ponts mixtes. Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles ». Sétra, septembre 1995, Ref. F 9536.

Bilan des investigations effectuées sur des ouvrages en terre armée

Gilbert Haïun, Jean-Marc Jailloux, Fabien Renaudin

Cela fait une quarantaine d'années que le procédé Terre Armée est employé pour la construction d'ouvrages de soutènement et de culées (et fausses culées) d'ouvrages d'art. La surveillance de ces ouvrages impose notamment d'apprécier régulièrement l'état de corrosion des armatures métalliques noyées dans les remblais techniques, (à cet égard on se reportera utilement aux documents cités en références [2] et [4] ci-après). Les investigations effectuées ont montré parfois un vieillissement prématuré des armatures, en particulier pour les ouvrages de technologies anciennes.

A la demande du Sétra, le laboratoire régional des ponts et chaussées (LRPC) de Strasbourg a donc réalisé en 2004 une synthèse des résultats disponibles sur l'état des armatures des ouvrages en terre armée issus des investigations effectuées sur ces ouvrages. Les données recueillies proviennent essentiellement des investigations effectuées par les LRPC, et notamment par le LR de Strasbourg, et de celles réalisées par la Société PROFRACAL pour près d'une cinquantaine d'ouvrages. La synthèse présentée ci-après concerne donc 116 ouvrages routiers ou autoroutiers, qui sont des murs de soutènement ou des culées porteuses.

Ces résultats confirment, s'il le fallait, l'importance de la surveillance des ouvrages en service, et l'absolue nécessité, pour les plus anciens de ces ouvrages, et notamment pour ceux dont la construction est antérieure à 1979, de faire procéder dans les plus brefs

délais à un diagnostic de l'état des armatures, si cela n'a pas été fait depuis plus de 7 ans environ (délai porté à une dizaine d'années au plus pour un ouvrage qui avait été reconnu «sain», et situé dans une ambiance non agressive - cf. références [2] et [4]).



Photo 1 : effondrement local d'un mur de soutènement en terre armée construit en 1974
Source : LR de Strasbourg

Ouvrages recensés

Trois de ces 116 ouvrages sont des murs de soutènement construits avec des armatures en acier inoxydable. Celles-ci ont été utilisées en 1974 et 1975 ; deux de ces ouvrages ont été réparés par clouage.

Trente sept d'entre eux sont des ouvrages construits avec des armatures lisses en acier E 24-1 galvanisé de 3 mm d'épaisseur, revêtues d'une épaisseur de zinc de 25 à 40 microns (galvanisation à chaud des tôles avant découpage, selon le procédé Senzimir). Ce type d'armature a été le plus utilisé jusqu'en 1976-1977 et concerne donc la plupart des ouvrages routiers construits avant cette date.

Enfin, soixante seize de ces ouvrages ont des armatures dites à haute adhérence (dénomination due à la présence de crénelures destinées à améliorer le frottement sol/armatures), en acier doux galvanisé, de 5 mm d'épaisseur. Elles sont galvanisées au trempé avec un revêtement de zinc d'environ 70 microns par face. Ce type d'armature en acier E24-1 a été mis en œuvre à partir des années 1977-1978 et concerne donc pratiquement tous les ouvrages routiers construits depuis cette date. Il est à noter toutefois que depuis près d'une quinzaine d'années, on utilise essentiellement ce même type d'armature, mais en acier E 36-3 (ou Fe 510 c ou S355JO), qui présente en outre une section renforcée coté parement (épaisseur de 8 mm).

Ces dispositions sont illustrées par la figure 1 qui présente la distribution de ces 116 ouvrages par année de construction et par type d'armature.

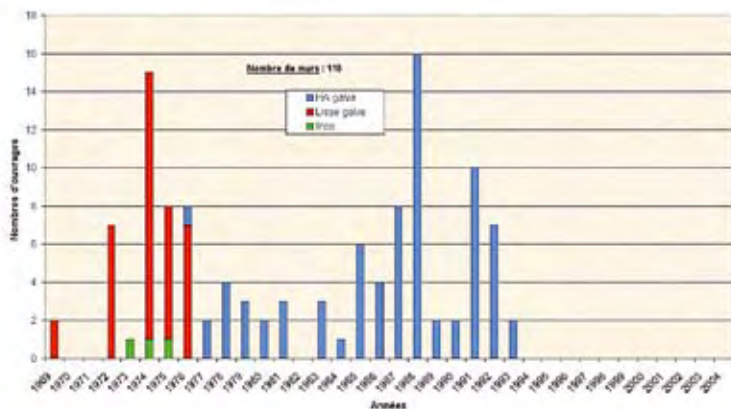


Figure 1 : distribution des 116 ouvrages auscultés par année de construction et par type d'armature

Principaux résultats de l'analyse des données

Les données recueillies permettent de disposer d'environ 500 échantillons de remblais et d'armatures. Les principaux résultats présentés ci-après ne portent que sur les armatures en acier galvanisé qui, à l'exception de quelques rares cas (3 sur 116), concernent la totalité des ouvrages.

Le graphique de la figure 2 indique les pertes d'épaisseur moyennes mesurées sur les échantillons d'armatures prélevés, en fonction du type d'armature et de leur âge (âge de l'ouvrage). Ainsi, et sans analyser ici dans le détail les causes de cette différence de comportement, il apparaît assez nettement que les armatures de 3 mm d'épaisseur, dont l'épaisseur de galvanisation est d'environ 30 microns (armatures généralement utilisées dans les ouvrages dont la date de construction est antérieure à 1978) présentent globalement une perte d'épaisseur moyenne très sensiblement supérieure à celle des armatures de 5 mm, dont l'épaisseur de galvanisation est de 70 microns (armatures en principe systématiquement utilisées au delà de cette date).

La ligne oblique tracée en rouge sur le graphique figure 2 représente la perte moyenne d'épaisseur de métal (acier et revêtement de zinc) par face, en fonction du temps, prise en considération aujourd'hui dans les justifications techniques. Pour les ouvrages hors d'eau (cas général ici), elle a pour expression $P = 25 \cdot T^{0,65}$.

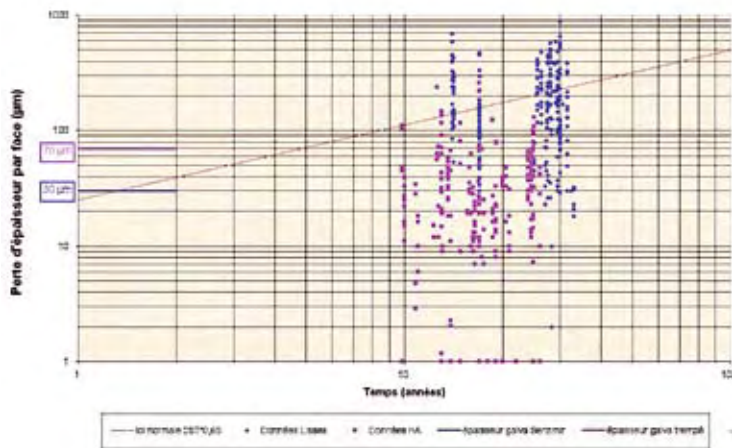


Figure 2 : perte d'épaisseur moyenne d'acier mesurée sur les échantillons d'armatures en fonction de l'âge de celles-ci et de leur constitution

On notera par ailleurs que pour les armatures à haute adhérence, environ 30 % des échantillons ne présentaient pas de perte d'épaisseur quantifiable. Ces échantillons ont donc été portés sur l'axe des abscisses (le faible nombre de points ainsi reportés tient au fait que pour une même année ces derniers se trouvent donc superposés).

La différence de comportement entre les armatures lisses et les armatures à haute adhérence (HA) est beaucoup plus accentuée encore lorsque l'on considère la perte relative de résistance des armatures ($\Delta R/R_0$).

Il est clair que pour une perte d'épaisseur Δe donnée, la perte relative de résistance est d'autant plus importante que l'épaisseur d'origine de l'armature e_0 est faible.

Par ailleurs, et comme l'illustre la figure 3⁽¹⁾ ci-après établie pour les armatures lisses (3 mm d'épaisseur), la perte relative de résistance de l'armature peut être liée à sa perte relative d'épaisseur par la relation⁽²⁾ :

$$\frac{\Delta R}{R_0} = K \cdot \frac{\Delta e}{e_0}$$

Ce rapport K ainsi défini entre perte relative de résistance et perte relative d'épaisseur traduit essentiellement le fait que la corrosion n'est pas uniforme. Il est ici de l'ordre de 2 lorsque la perte relative d'épaisseur ($\Delta e/e_0$) se situe entre 10 et 20 %. On constate également sur ce graphique que la perte de résistance de l'armature peut être pratiquement totale (résistance résiduelle quasi nulle) lorsque cette perte d'épaisseur relative ($\Delta e/e_0$) atteint 30 % environ.

Pour les armatures HA, une telle exploitation n'est pas possible du fait des faibles corrosions constatées.

Outre les différences technologiques fondamentales entre les deux types d'armatures évoquées ici, il convient de souligner également les différences qu'il peut y avoir dans les dispositions de conception et de construction des ouvrages. Ainsi, l'une des causes les plus fréquentes d'une corrosion excessive des armatures est l'évolution de l'agressivité des remblais par infiltration d'eaux chargées d'agents agressifs en provenance de la plate-forme soutenue, et cela en raison bien souvent d'une insuffisance ou d'une défaillance des dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux de ruissellement ou encore de l'absence de dispositif particulier d'étanchement (géomembrane).

Si pour les ouvrages construits avant 1979, la conjonction de dispositions constructives insuffisantes vis à vis des infiltrations d'eau chargées en chlorures et de l'utilisation d'armatures en acier de faible épaisseur et mal protégé, est bien généralement à l'origine des effondrements locaux survenus sur des ouvrages de ce type, force est de constater aussi que ces effondrements ont pu se produire faute d'avoir pu déceler à temps l'état de corrosion anormal des armatures de ces ouvrages.

Ces effondrements locaux sont survenus assez brutalement, et apparemment sans signe annonciateur réellement décelable, ce qui impose la mise en place d'une politique de suivi rigoureux de ces ouvrages basée notamment sur l'examen régulier de l'état des armatures (cf. ci-après).

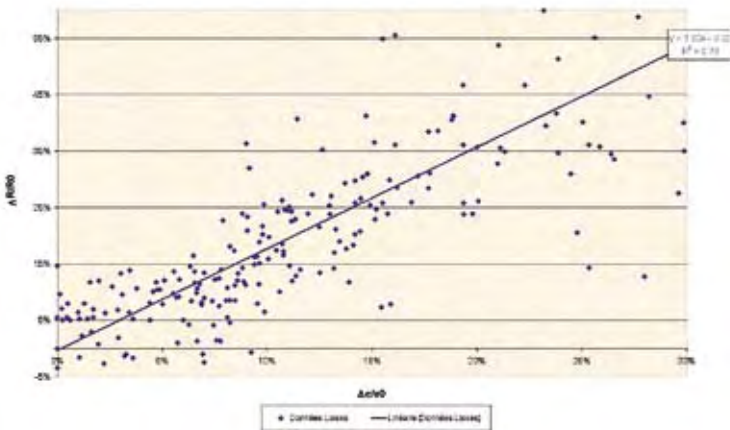


Figure 3 : perte relative de résistance mesurée sur les échantillons prélevés en fonction de la perte relative d'épaisseur de l'armature (armature lisse de 3 mm)

(1) Sur cette figure, les valeurs des résistances initiales R_0 ont été recalées de façon à ce que la régression linéaire reliant la perte relative de résistance à la perte relative d'épaisseur passe par l'origine.

(2) Jailloux J-M, Montuelle J. - La corrosion de l'acier galvanisé dans les sols - 8^{me} Congrès européen de Corrosion, Nice - 19-21 nov. 1985.

Remarque

Comme cela a été signalé précédemment, les résultats présentés ici ne concernent que les armatures en acier galvanisé. Ces dernières constituent en effet aujourd'hui pratiquement la quasi-totalité des ouvrages routiers et autoroutiers existants. Les ouvrages construits avec armatures en acier inoxydable en 1975 et 1976 ont connu une pathologie particulière en raison même du type d'acier utilisé. La plupart de ces ouvrages ont déjà été renforcés, mais ceux qui ne l'ont pas encore été doivent faire l'objet d'une surveillance particulière.



Photo 2 : exemple d'écaille équipée à l'origine de témoins de durabilité – Source : Sétra



Photo 3 : trépied d'extraction des témoins – Source : Jean-Marc Jailloux

Méthodes d'auscultation des armatures

Les méthodes d'auscultation des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques sont largement décrites dans les documents cités en références [2] et [3]. L'objectif premier des investigations réalisées est d'évaluer l'état de conservation des inclusions métalliques noyées dans le remblai. Pour accéder à ces inclusions plusieurs techniques sont envisageable :

- extraction de témoins de durabilité mis en œuvre à l'origine (photos 2 et 3) ;
- réalisation de fouille depuis le dessus du mur (figure 4 et photo 4) ;
- réalisation de carottages en parement latéralement à une inclusion (photos 5, 6, 7).

Les témoins de durabilité sont généralement positionnés en partie basse des murs et sous les dalles de transition dans le cas des culées de pont. Ces témoins permettent donc d'évaluer la vitesse de corrosion des armatures en fonction des caractéristiques que présente le remblai technique à l'origine, mais ne renseignent pas en général sur les effets de la pollution de ce remblai par les agents agressifs extérieurs.

Les fouilles permettent d'observer un grand nombre d'armatures et il est possible de reconstituer l'armature après prélèvement d'un tronçon. Les grandes fouilles nécessitent des moyens importants (engins spéciaux, blindage de fouille, neutralisation provisoire de voies de circulation, éventuellement soutènement provisoire du mur,...) mais cette technique reste la solution privilégiée pour avoir une vision précise de l'état d'un mur.

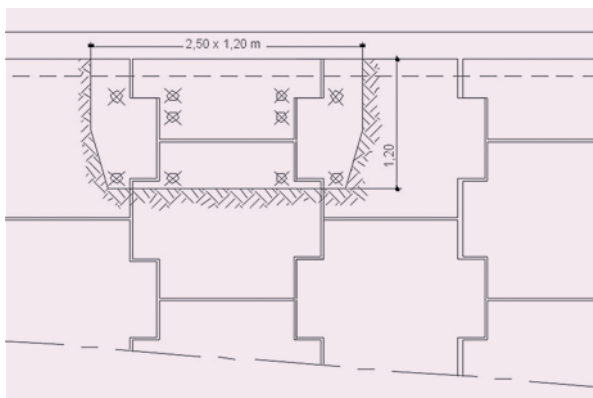


Figure 4 : exemple d'implantation (élévation) d'une petite fouille avec repérage des armatures dégagées

Les carottages ont l'avantage de pouvoir être implantés pratiquement où on le souhaite sur la hauteur du mur, leur réalisation est relativement facile et rapide. Ils restent néanmoins agressifs pour l'ouvrage et doivent être utilisés lorsqu'il n'est pas possible de procéder autrement. Ils peuvent être utilisés localement sur les murs de grandes longueurs pour déterminer la position d'une grande fouille, où pour lever ou confirmer un doute. Leur principal inconvénient est de ne pas permettre la reconstitution de l'armature en cas de prélèvement d'un tronçon. On restreindra donc les prélèvements au cas des armatures dont l'observation fait apparaître une forte corrosion.

Les investigations réalisées sur les armatures consistent en :

- un examen visuel accompagné d'une notation selon les principes du document cité en référence [2]
- la caractérisation de la géométrie (section, longueur, pertes d'épaisseur de zinc et d'acier par face)
- la réalisation d'un essai de traction permettant de connaître l'effort de rupture résiduel de l'échantillon (on pourra également mesurer l'allongement à rupture de l'échantillon)

En parallèle, des prélèvements de remblais sont réalisés de façon à connaître les caractéristiques chimiques et électrochimiques du matériau entourant les inclusions; on détermine ainsi en laboratoire :

- la teneur en eau,
- la résistivité du sol,
- le pH,
- les teneurs en sels solubles (chlorures, sulfates, sulfures principalement).



Photo 4 : vue de dessus d'une grande fouille – Source : Lr de Strasbourg



Photo 5 : réalisation du carottage en parement du mur
Source : Jean-Marc Jailloux

Si les investigations font apparaître une corrosion importante des inclusions métalliques (au-delà de la loi normale du graphique de la figure 2), un re-calcul de l'ouvrage doit être effectué sur la base des données recueillies (cf. références [2] et [4]).

Conclusions

Les résultats des investigations effectuées sur les ouvrages en terre armée présentés ici confirment avant tout, s'il le fallait, l'importance de la surveillance des ouvrages en service, telle que celle-ci est définie dans les documents cités en références, et l'absolue nécessité, pour les plus anciens de ces ouvrages, et notamment pour ceux dont la construction est antérieure à 1979, de faire procéder dans les plus brefs délais à un diagnostic de l'état des armatures, si cela n'a pas été fait depuis plus de 7 ans environ (voire une dizaine d'années au plus pour un ouvrage qui avait été reconnu alors « sain », et situé dans une ambiance non agressive).

Ces résultats soulignent également, d'une manière générale, le bon comportement des armatures des ouvrages construits après cette date et confirment la nécessité de respecter strictement les règles de conception et de construction de ces ouvrages ■



Photo 7 : observation d'une armature depuis l'ouverture réalisée en parement – Source : Jean-Marc Jailloux



Photo 6 : implantation de carottages sur la hauteur d'un mur
Source : L.R de Strasbourg

Références bibliographiques

- [1] Les ouvrages en terre armée : Recommandations et règles de l'art - LCPC/Sétra - septembre 1979 (ré-impression en juillet 1991, avec fiches techniques actualisées).
- [2] Les ouvrages en terre armée : Guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement - Sétra - décembre 1994.
- [3] Les ouvrages de soutènement : Guide de conception générale - Sétra - décembre 1998.
- [4] 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.

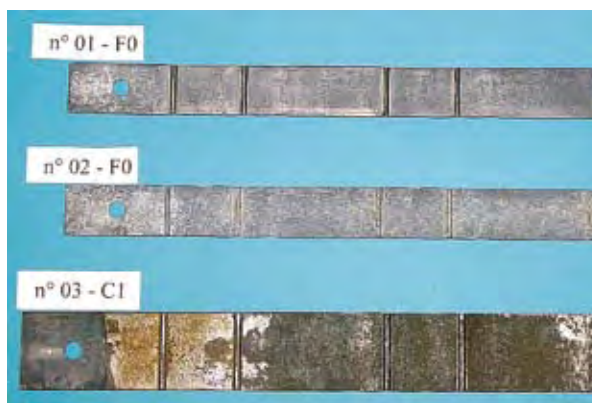


Photo 8 : armatures en cours de préparation en laboratoire avant réalisation de l'essai de traction – Source : Jean-Marc Jailloux

Approvisionnement en tôles d'acier pour ouvrages d'art Note d'information n°28 du Sétra

Les entreprises de construction métallique ont attiré l'attention du Comité « Ponts Métalliques » sur les délais excessifs d'approvisionnement des tôles fortes pour ouvrages d'art. Ces délais ont récemment atteint vingt à vingt-cinq semaines, ce qui double donc les délais usuels.

Le problème touche toutes les qualités d'acier S355 selon l'EN 10025 (K2, N, NL) ainsi que tous les fournisseurs détenteurs de la marque NF Acier. Les entreprises de construction métallique se voient de plus imposer des quotas mensuels de tonnage, définis par référence aux commandes de l'année antérieure.

Cette situation conduit à des difficultés pour organiser le travail dans les usines, et pour respecter les délais contractuels de livraison des ouvrages. Elle va en outre dans le sens d'un renchérissement artificiel de leurs coûts de construction.

Dispositions transitoires pour sortir de cette situation

La note d'information n°28 du Sétra a donc pour objet de proposer des dispositions transitoires pour permettre de déroger temporairement dans le cadre des marchés publics aux spécifications du fascicule 04 du CTG, tout en préservant le niveau de qualité des constructions métalliques.

Jusqu'en juin 2008, la possibilité de commander des aciers à une usine sidérurgique non détentrice de la marque NF acier est donc ouverte, moyennant des exigences destinées à assurer au cas par cas la qualité des aciers en apportant des garanties équivalentes à celles permises par le référentiel actuel.

La note d'information n°28 du Sétra décrit en détail les conditions transitoires de réception en usine des produits sidérurgiques, qui comprennent notamment des essais portant sur la composition chimique, la traction et la résilience.

La procédure décrite dans la note peut aussi concerner par exemple les profilés ou les tubes. Mais seules sont autorisées les commandes de produits auprès des usines sidérurgiques, ce qui exclut les commandes auprès du négoce. La commande d'aciers auprès des usines sidérurgiques déjà détentrices de la marque NF Acier demeure bien sûr inchangée. En 2008, un nouvel examen de la situation sera conduit, pour s'adapter aux évolutions de l'approvisionnement en produits sidérurgiques.



Ce document est disponible en téléchargement sur les sites internet et intranet du Sétra :

- *internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>*
- *i2 (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>*

Jacques Berthelémy

Le CAPSIGUM remplace le Comprigum

Depuis fin 2005, le Comprigum n'est plus fabriqué et ce système très ingénieux pour assurer la protection autour des visseries d'ancrage des dispositifs de retenue ne pouvait plus être prescrit.

Compte tenu de son grand intérêt technique, nous avons recherché des solutions pour reprendre la fabrication.

Après une longue étude pour mettre au point un mastic adapté à cette utilisation et qui ne soit ni polluant, ni dangereux pour les utilisateurs, une petite société propose un nouveau produit qui utilise le concept du Comprigum mais avec un nouveau mastic.

Ce nouveau produit s'appelle le CAPSIGUM. On pourra obtenir toute information sur la gamme, les coûts, les délais de fourniture, etc. en prenant contact auprès de :

Société Nérys
8 rue de Béthune
59320 - Haubourdin
tél/Fax : 03 20 57 90 39
mél : sarlnerys@laposte.net



Source : Michel Fragnet (Sétra)

Nota

Tous ceux qui voudraient en savoir plus sur le mode d'utilisation, les modalités de mise en œuvre et les avantages de cette disposition peuvent consulter le guide GC, Fascicule « Garde-corps », page 37.

Michel Fragnet

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Pratique de la mise en œuvre et de la réparation du béton en montagne	18 et 19 septembre 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 1 : connaissances de base - 1 ^{ère} partie	1 au 3 octobre 2007
Concevoir et construire les passerelles piétonnes	1 au 3 octobre 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 5 : tunnels	8 au 10 octobre 2007
Les ouvrages de protection contre les avalanches et chutes de pierre	8, 9 octobre 2007 10 octobre, 1/2 journée
Conduire un projet de réparation d'ouvrage d'Art	15 au 17 octobre 2007
Principes et pratique du calcul par éléments finis - Application génie civil	17 au 19 octobre 2007
Les joints de chaussée des ponts routes	23 octobre 2007
Dimensionnement et optimisation d'un circuit de pompage des bétons	25 octobre 2007
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton - partie 1 : diagnostic, réparation et protection du matériau béton	6 au 8 novembre 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 1 : connaissances de base - 2 ^{ème} partie	12 au 14 novembre 2007
Cycle « Bétons et nouvelles performances » : les bétons hautes performances : BHP	13 novembre 2007 14 novembre, 1/2 journée
Cycle « Bétons et nouvelles performances » : les bétons fibrés à ultra performance : BFUP	14 novembre 2007 15 novembre, 1/2 journée
Étanchéité des ponts route	20 novembre 2007 21 novembre, 1/2 journée
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 3 : ouvrages de soutènement non courants	28, 29 novembre 2007 30 novembre, 1/2 journée

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : tél : 01 44 58 27 28 ou site : <http://pfe.enpc.fr>
Renseignements concernant les cycles internationaux : tél : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

Publications

• Appareils d'appui en élastomère fretté - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires

Guide technique

Référence : 0716 – juillet 2007 – 78 pages – Prix de vente : 18 euros

Ce guide technique est destiné essentiellement aux concepteurs de pont. Les éléments qu'il contient doivent permettre de dimensionner les appareils d'appui en élastomère fretté en vue d'une utilisation sur les ponts, viaducs et les structures similaires.

Ce document comprend essentiellement les éléments suivants :

- une description sommaire des différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté et des éventuels équipements particuliers qui lui sont liés ;
- les principaux textes réglementaires ou normatifs de base ;
- les critères de dimensionnement sur la base des projets de textes normatifs préparés par le CEN (Comité Européen de Normalisation) ;
- le principe des contrôles permettant le marquage CE ;
- une méthodologie de calcul dans un projet de pont avec des exemples d'application ;

enfin, il est complété par une série d'annexes traitant du dimensionnement de ce type d'appareils d'appui dans les zones sismiques, de la durabilité des appareils d'appui en élastomère fretté complétés par un plan de glissement et d'exemples de rédactions d'articles à introduire dans les CCTP.

• Avis techniques ouvrages d'art

Les avis techniques fournissent un avis officiel sur le comportement prévisible des produits, procédés et matériels pour éclairer les maîtres d'ouvrages et les maîtres d'œuvre dans leurs décisions.

Ces avis techniques sont rédigés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le Sétra, associant l'Administration et la profession représentée par les syndicats.

Le secrétariat et la présidence de cette commission sont respectivement assurés par le Sétra et la profession.

L'élaboration d'un avis technique est soumise aux étapes suivantes :

- dépôt de la demande ;
- enquête préalable (s'il s'agit d'une première demande jugée recevable) ;
- examen du dossier technique et établissement du programme d'essais ;
- établissement d'un avis technique.



Répertoire des textes et documents techniques essentiels ouvrages d'art

Janvier 2007, 88 pages – En téléchargement

Mis à jour en janvier 2007, ce document est un répertoire de textes réglementaires en vigueur et de documents-guides essentiels concernant la conception, l'exécution et la gestion des ponts et soutènements (y compris fondations et équipements), leurs matériaux constitutifs, ainsi que des tunnels.

Construction des ouvrages d'art - année 2005

Avril 2007, 50 pages – En téléchargement

Ce document présente, sous forme synthétique, les résultats statistiques relatifs à la construction des ouvrages d'art en France en 2005. Il se compose de trois parties ponts routiers ; ponts autoroutiers ; ponts ferroviaires.

Il fait ressortir la répartition des ponts construits suivant le type, le matériau, la brèche, la voie portée..., en précisant les surfaces et les coûts correspondants.

Avis techniques récents

Joint de chaussée des ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Ref.
Wd 160-230 CIPEC	FREYSSINET (France)	03-2007	03-2012	F ATJO 07.01
Viajoint	FREYSSINET (France)	03-2007	03-2012	F ATJO 07.02
GTX 60/80	Rca	03-2007	03-2012	F ATJO 07.03

Étanchéité des ponts-routes

Sopralène Flam Antirock P Glacivap	Soprema	06-2007	06-2012	F AT ET 07.01
--	---------	---------	---------	---------------

Ces avis techniques sont consultables sur les sites internet et intranet du Sétra (rubrique « Productions ») :

- internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- i2 (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>



Les documents en téléchargement sont disponibles sur les sites internet et intranet du Sétra (rubrique « Productions ») :

- internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- i2 (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>

• Ouvrages édités par le Lcpc

Renforcement des ouvrages en béton par collage de composites

Bilan de deux opérations de recherche du Lcpc
 Réf. OA 54 – mars 2006 – Prix de vente : 30 euros

Ce document a pour objectif de faire le bilan de deux opérations de recherche du Lcpc qui se sont déroulées entre 2000 et 2004.

Ces deux opérations de recherche, très complémentaires dans leurs objectifs finaux, portaient sur :

- la réparation et le renforcement des structures de génie civil par l'emploi de matériaux composites,
- le collage en génie civil.

Dans ce recueil, des synthèses sur les recherches menées dans le cadre de ces deux opérations de recherche sont présentées.

Certaines de ces recherches sont ensuite développées sous forme d'articles qui portent sur des analyses bibliographiques, sur des recherches menées en laboratoire et sur des essais de terrain.

L'ensemble de ces travaux de recherche a permis de définir des méthodologies pour étudier à la fois la pertinence et les conditions d'un renforcement par composites collés et les aspects physico-chimiques liés au collage.

L'aspect durabilité a été abordé en ce qui concerne les matériaux proprement dits et fait actuellement l'objet de recherche dans le cadre d'une nouvelle opération de recherche du Lcpc intitulée « Durabilité des renforcements par composites collés ».

Suivi du comportement mécanique d'une poutre de VIPP sous chargement

Le cas du VIPP de Merlebach

Réf. OA 56 – février 2007 – Prix de vente : 35 euros

Les VIPP sont des viaducs à travées indépendantes à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension. Ce type de construction a été fortement utilisé

après la seconde guerre mondiale, dans les années 1955 à 1970, grâce à son lancement de poutres préfabriquées qui permettait le franchissement d'obstacles non courants et de hauteur raisonnable. L'enthousiasme qui a régné à l'époque de la construction des ouvrages de première génération, s'est de plus traduit par de nombreux défauts de conception et d'exécution, et par l'absence de réalisation d'actions correctives d'entretien pour rétablir l'étanchéité déficiente de ces ouvrages.

C'est dans ce contexte que l'étude « Suivi du comportement mécanique d'une poutre de VIPP sous chargement : le cas du VIPP de Merlebach » a été engagée par le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Le principe de l'étude est de réaliser un benchmark de diverses techniques non destructives de contrôle et d'évaluation mécanique, certaines bien éprouvées, d'autres plus innovantes. Ce rapport présente donc les principaux résultats obtenus au moyen de ces techniques d'auscultation, et des recalculs réalisés.

Approche probabiliste de la résistance résiduelle des câbles de suspension

Réf. OA 57 – février 2007 – Prix de vente : 27 euros

Cette recherche a pour objectif le développement de modèles pour l'étude de la résistance résiduelle d'un câble de pont suspendu. Elle vise ainsi à fournir des éléments d'estimation de la résistance d'un câble à partir de la description de son état actuel, d'évaluation du risque de rupture d'un câble à un niveau de sollicitation imposé, et enfin de prévision de l'évolution temporelle de la résistance et du risque de rupture tenant compte de la dégradation des fils constitutifs.



Coordonnées des rédacteurs

Jacques Berthelley
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 69

Frédéric Carmillet
DIR NO/SIR Rouen
Tél : 02 76 00 04 35

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

Gilbert Haiun
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 07

Jean-Marc Jailloux
PROFRACTAL
Tél : 01 47 39 46 46

Yves Picard
Consultant
Tél : 01 39 55 01 19

Fabien Renaudin
CETE de l'Est
Tél : 03 87 20 46 29

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère de l'Écologie, du Développement et de l'Aménagement durables.

Vous y trouverez :

- les dernières parutions,
- les ouvrages disponibles, avec résumé, référence, prix de vente...,
- les modalités de commande.

Retrouver également en téléchargement (au format PDF) les numéros précédents du Bulletin Ouvrages d'art.

sur internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>

sur i2 : <http://intra.setra.i2>

46 avenue
Aristide Briand
BP 100
92225 Bagneux Cedex
France
téléphone :
33 (0)1 46 11 31 31
télécopie :
33 (0)1 46 11 31 69
internet : [www.setra.
equipement.gouv.fr](http://www.setra.equipement.gouv.fr)

Ce bulletin est un périodique d'information à l'intention des spécialistes d'ouvrages d'art. Il est destiné à décrire la construction d'ouvrages marquants et à faire connaître des techniques particulières ou innovantes.

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- sur i2 (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0733**

*Couverture - crédit photos : Gérard Forquet (Sétra), Yves Picard ; DDE 76 ; LR de Strasbourg
Conception graphique - mise en page : Éric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2007 Sétra - Dépôt légal : 3^{ème} trimestre 2007 - ISSN : 1266-166X*



Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabélisé PEFC.
CTBA/06-00743

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement

