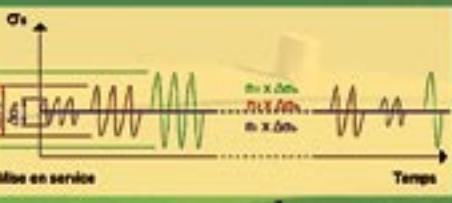
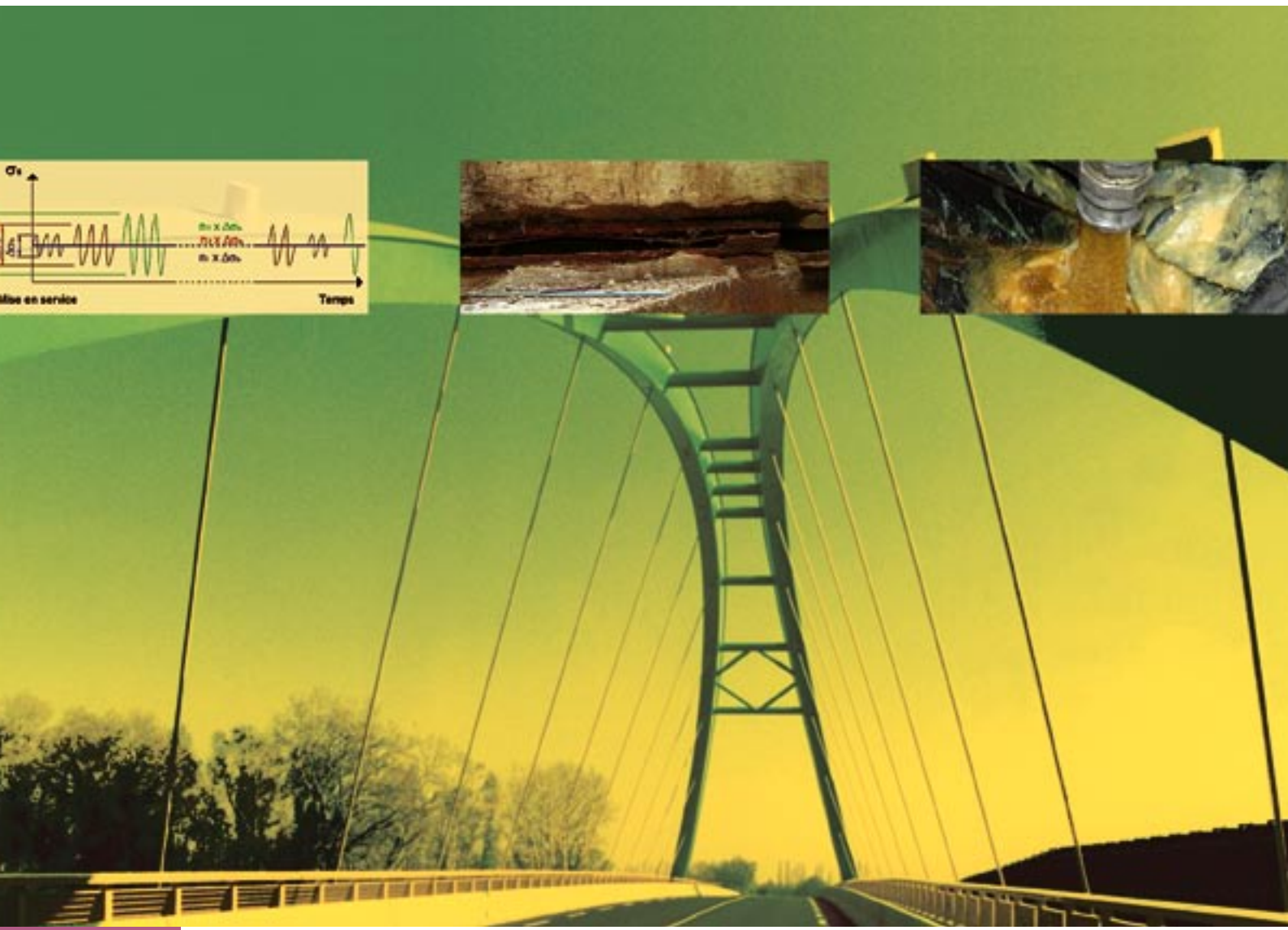


Ouvrages d'art



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Le réglage des suspentes sur chantier

Techniques des arcs auto-ancrés

Jacques Berthelémy

☛ P. 2

Protection des câbles de précontrainte extérieure par injection de cires pétrolières

Modélisation de l'injection et conséquences pratiques

Nicolas Roussel

☛ P. 8

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Eurocodes

Vérification à la fatigue des ponts en béton

Fernando Dias

☛ P. 12

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

Remplacement des appareils d'appui des viaducs de Morlaix

Didier Blaise

☛ P. 24

Les joints de chaussées sur les ponts à forte pente

Michel Fragnet

☛ P. 32

INFORMATIONS BRÈVES

Stages

☛ P. 35

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications

Ouvrages d'art

☛ P. 36

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Hélène Abel-Michel, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Ferry Tavakoli (CETE de Lyon), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (LCPC), Claude Bois (MISOA). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Coordination : Jacqueline Thirion (Sétra) - tél : 01 46 11 34 82. Réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Domigraphic. ZAC les Radars - 16, rue Diderot - 91353 Grigny Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2006

Le réglage des suspentes sur chantier

Techniques des arcs auto-ancrés

Jacques Berthelémy

Bien distinguer l'étude de projet, et la pratique du chantier

On va traiter ici du problème qui consiste, sur chantier, à établir les tensions qui ont été prévues par le bureau d'études lors du dimensionnement. Ces tensions sont donc supposées connues et réalistes.

Ce problème ne doit pas être confondu avec ceux qui consistent :

- à optimiser le nombre et la géométrie des suspentes, problème pour lequel des travaux récents [4] ont du reste confirmé l'intérêt d'une géométrie radiale des suspentes comme celle de la figure 1 ;
- puis à déterminer et optimiser la répartition des tensions, ce qui est une question de bureau d'études, admettant d'autant plus de solutions que l'hyperstaticité interne est grande.

Une fois les tensions déterminées, la question est de savoir comment les établir dans la structure.

Cette question a soulevé d'importantes difficultés lors de la construction des ponts à haubans spécialement dans le cas des ouvrages à tablier flexible où les tensions doivent être contrôlées au fur et à mesure de la construction par encorbellement.

La méthode mise au point dans ce cas par Michel Marchetti (**Formule Informatique**) pour les ponts à haubans [1] pourrait être utilisée aussi pour le réglage final des grands ponts en arc autoancré à forte hyperstaticité interne, comme celui de la figure 1 avec des suspentes croisées.

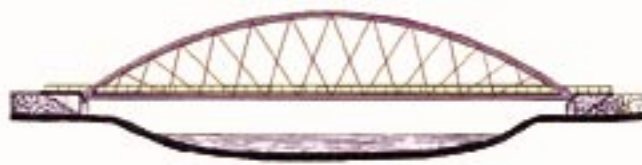


Figure 1 : schéma optimisé des suspentes, organisé selon une géométrie radiale, pour des arcs auto-ancrés de 125 à 250 m de portée

Où donc se situe le problème ?

Plusieurs paramètres peuvent être utilisés pour caractériser lors des études la tension dans une suspente :

T : la tension dans la suspente voulue à la fin du réglage, sous charges permanentes ;

λ_0 : la longueur du câble allongé par terre à une température de référence ;

ε : la déformation relative du câble sous charges permanentes.

Il n'est pas possible d'utiliser directement ces paramètres sur le site.

Cas de la tension finale dans la suspente

La tension finale dans la suspente sous charges permanentes dépend trop de conditions de chantier qu'il est difficile de contrôler en permanence, et souvent même lors du seul réglage final : module élastique du matériau pour ce qui concerne les parties en béton (dalle), charges provisoires de chantier,

température... Il ne sert à rien de vérifier avec précision pour introduire la tension voulue par le bureau d'études, si le chariot des peintres est justement en place par là, sans que cela ait été prévu dans les calculs, ou si le soleil s'est levé en cours d'opération.

La tension n'est donc pas un paramètre adapté au réglage.

Du reste, ce paramètre n'est pas très précis dans le cas des structures à tablier très souple, car alors, de faibles variations des tensions des deux suspentes incidentes à un nœud inférieur, peuvent avoir d'importantes déformations pour conséquence.

Dans ce cas, on pourrait utiliser comme paramètre de remplacement la cote en altitude z du tablier, mais ce paramètre est généralement réservé au contrôle de la géométrie.

Cas de la longueur du câble détendu en non pesanteur

λ_0 est en pratique la longueur du câble non tendu, qu'on mesure lorsqu'il est allongé par terre sans tension. C'est bien un paramètre intrinsèque caractérisant la tension théorique voulue dans une suspenste, et qui peut être partagé par le bureau d'études et le chantier.

Il est du reste suffisamment précis pour pouvoir résoudre le problème posé dans le cas des arcs autoancrés à suspentes rayonnantes.

Mais cette méthode suppose notamment que les longueurs à vide aient été repérées avec la précision adaptée lors de la fabrication des suspentes, ce qui est impossible si les problèmes liés au réglage sont découverts trop tard sur chantier. D'autre part, les imperfections liées au soudage des tronçons des arcs et de la poutre de rigidité entre eux et sur les nœuds d'about, ont un effet sur la géométrie de la charpente qui peut faire perdre de la précision à la méthode.

Cas de la déformation relative du câble ε

C'est, comme λ_0 , un paramètre adimensionnel intrinsèque, caractérisant la tension dans une suspenste.

Il varie généralement entre $2,5 \times 10^{-3}$ et $3,5 \times 10^{-3}$ dans le cas des câbles.

Mais il ne peut pas être mesuré facilement sur site, et comme la mesure de la tension, il ne mettrait pas à l'abri des aléas de chantier.

Conséquence : aucun des paramètres passés en revue n'est complètement satisfaisant.

Le concept de tension de référence T_{REF}

Il ne suffit pas de mesurer seulement sur chantier une tension. Il convient de mesurer aussi la géométrie réelle, et les températures des suspentes. Le paramètre qui permet de faire la synthèse de ces mesures, **la tension de référence**, permet alors au chantier de déterminer de manière autonome les corrections de tension à apporter au réglage, sans qu'il soit nécessaire d'amener sur place l'ordinateur du bureau d'études.

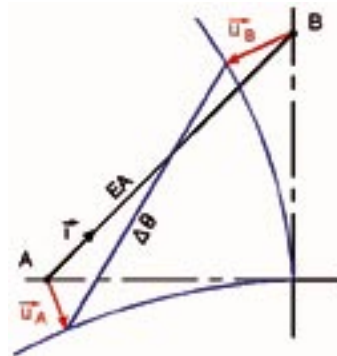


Figure 2

La tension mesurée est ici T et T_{REF} est par définition :

$$T_{REF} = T - E_A (\underline{u}_B - \underline{u}_A) \cdot \underline{i} / \lambda$$

en négligeant ici la température et l'effet de chaînette.

Dans cette approche chaque suspenste est un sous-système isolé.

La **tension de référence** T_{REF} est celle qui existerait dans la suspenste après correction de température si la structure était dans sa position finale théorique (points A et B), c'est-à-dire si les déplacements des ancrages pouvaient être empêchés en phases de construction.

Où

EA : rigidité du câble (produit du module par la section du câble).

λ : longueur du câble dans la structure finale.

\underline{u}_A et \underline{u}_B : vecteurs représentant l'écart de la position des ancrages en phase de chantier par rapport à leur position finale théorique.

\underline{i} : vecteur unitaire directeur du câble final théorique
 $(\underline{u}_B - \underline{u}_A) \cdot \underline{i}$: est un produit scalaire.

La tension de référence est un paramètre intrinsèque

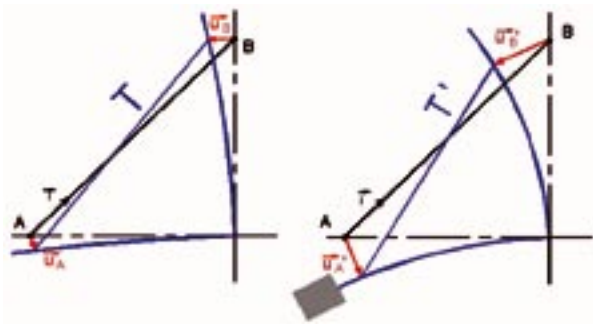


Figure 3

$T' > T$ et $(\underline{u}'_B - \underline{u}'_A) \cdot \underline{i} > (\underline{u}_B - \underline{u}_A) \cdot \underline{i}$
 pourtant :
 $T' - EA (\underline{u}'_B - \underline{u}'_A) \cdot \underline{i} / \lambda = T - EA (\underline{u}_B - \underline{u}_A) \cdot \underline{i} / \lambda = T_{REF}$

Lorsqu'une charge de chantier est mise en place, la tension de la suspente augmente et passe de T à T' . Cependant la grandeur $T_{REF} = T - EA (\underline{u}_B - \underline{u}_A) \cdot \underline{i} / \lambda$ demeure invariable.

Sur le site, on mesure la position des ancrages par rapport à leur position théorique visée.

On mesure aussi la tension.

T_{REF} s'en déduit, après correction de température, au moyen d'un modèle décrivant le comportement de la suspente isolée.

T_{REF} mesuré est évidemment indépendant des charges de chantier occasionnelles.

Correction du réglage avec le concept T_{REF}

$T_{REF, actuel}$ est obtenu à partir des mesures comme indiqué plus haut.

$T_{REF, objectif}$ est la valeur visée de la **tension de référence** T_{REF} pour la phase de construction considérée.

La **tension de référence** T_{REF} peut par exemple alors être augmentée de $T_{REF, actuel}$ à $T_{REF, objectif}$ en imposant à la suspente le raccourcissement approprié $\Delta\lambda$:

$\Delta\lambda = \Delta T_{REF} * \lambda / EA$



Figure 4

Méthode mise en œuvre pour le pont piéton de Montigny

Les suspentes de ce petit arc autoancré sont des câbles (photo 1). C'est pourquoi les tensions initiales à mettre en place dans les suspentes, pour qu'elles restent tendues sous charges fréquentes, sont éloignées des tensions qui s'établiraient naturellement, par exemple dans des suspentes soudées.

Les suspentes 1, 3, 10 et 12 sont mal orientées si on les compare à l'optimum radial (figure 4).

Elles doivent être par conséquent fortement sur-tendues dans le réglage initial, afin d'éviter leur passage en compression sous certains cas de charge. Ce réglage ne s'établit pas naturellement, mais peut être obtenu par phases successives de vérinage.

Le réglage théorique devait être installé dans le schéma statique définitif sur appui provisoire, avant que les tubes du tirant n'aient été remplis de béton. Cette situation obligeait donc à mesurer et modifier précisément des tensions faibles, ce qui a nécessité une précision de mesure inhabituelle sur chantier.

D'autre part, le conseiller du maître d'ouvrage, le maître d'œuvre et l'entreprise avaient décidé de ne procéder sur le chantier qu'à des mesures de tensions, ce qui n'est pas suffisant, comme on l'a vu plus haut.

Les tensions mesurées le jour 1 dans les 12 suspentes constituent un vecteur F_1 .

F_1 est évidemment différent de F_0 idéal souhaité.

La logique théorique conclut alors qu'il faut apporter aux suspentes les corrections $\epsilon = \Delta\lambda / \lambda$ sur leurs longueurs par vissage aux ancrages dans le but d'établir les tensions F_0 idéales souhaitées.

avec $\epsilon [M^{-1}] \cdot (F_1 - F_0)$ formule où $[M]$ désigne la matrice de rigidité du système de suspentes dans la structure.



Photo 1 : pont piéton de Montigny

Les produits $\varepsilon \cdot \lambda$ constituent les corrections figurées sur les graphes (figure 5) pour chacun des deux côtés du pont, alors disposé parallèlement à l'autoroute, dans le sens nord-sud, avec donc un côté au soleil et un côté à l'ombre. Ils atteignent jusqu'à 200 mm de retension, ce qui est tout à fait irréaliste.

Pour raccourcir chaque suspente, le Sétra a alors conseillé de ne pas introduire ces corrections $\varepsilon\lambda$ théoriques dans les suspentes, mais d'y introduire, pour cette correction, les différences de longueur $(\varepsilon - \varepsilon_{1 \text{ lissé}})\lambda$ (différences entre valeurs vertes et rouges de la figure 5).

Les corrections ne sont alors plus que de quelques mm pour chaque suspente.

Les valeurs théoriques des corrections $\varepsilon\lambda$ sont en effet entachées d'erreur du fait de l'incertitude sur les valeurs des F_0 qui ont servi à les calculer. Ces incertitudes sont de deux sortes :

- les effets réels de la température, avec les différences d'ensoleillement entre la partie est et la partie ouest de la structure,
- et les écarts du poids propre réel par rapport au poids propre théorique,

Avec uniquement des mesures de tension, ces incertitudes ne pouvaient pas être corrigées en tenant compte des mesures de température et de déformation de la structure qui auraient permis de remonter aux tensions de référence.

Faute de mieux, un lissage, fruit d'une régression parabolique permet d'effacer, comme dans la méthode de la tension de référence, l'erreur systématique sur la température ou sur le poids propre de la structure, principalement lié au poids propre de la dalle orthotrope.

L'effet de la différence de température entre le côté est, et le côté ouest, différemment ensoleillés, lors des mesures, se trouve aussi automatiquement corrigé dès que l'on traite indépendamment par lissage les suspentes situées sur chaque côté.

La nécessité d'une telle correction des ε a été immédiatement approuvée.

Mais pour mettre en œuvre pratique la correction, la méthode du simple lissage, qui manque apparemment de rigueur a été critiquée : on a eu l'intuition qu'il fallait regrouper ensemble, par paires, les suspentes attachées au même point sur le tablier tirant, du fait qu'une erreur systématique sur le poids propre produit la même flèche verticale pour les deux suspentes attachées au même point d'ancrage bas. Enfin, pour parfaire la correction, celle-ci devait être encore « débiaisée » du rapport des cosinus de l'inclinaison des deux suspentes incidentes au même nœud par rapport à la verticale.

En définitive, les valeurs des F_0 ont été corrigées en introduisant des hypothèses sur le poids propre, et en introduisant des effets thermiques, pour obtenir des valeurs :

$$\varepsilon_2 = [M^{-1}] \cdot (F_1 - F'_0)$$

telles que ε_2 soit peu différent de $\varepsilon - \varepsilon_{1 \text{ lissé}}$.

Le principe de la correction a bien consisté à reconstituer du mieux possible les données manquantes, concernant les déformations de la structure sur chantier sous les effets de la température, et du fait, des écarts du poids propre par rapport au poids propre théorique.

La théorie de la tension de référence montre en effet que la géométrie réelle, et les températures des suspentes et des diverses parties de la charpente auraient dû être mesurées à Montigny pour déterminer rigoureusement les corrections aux ε . Toutefois la méthode approximative employée pour le pont de Montigny a donné un résultat acceptable, et a permis d'éviter sur chantier plusieurs étapes itératives de réglage.

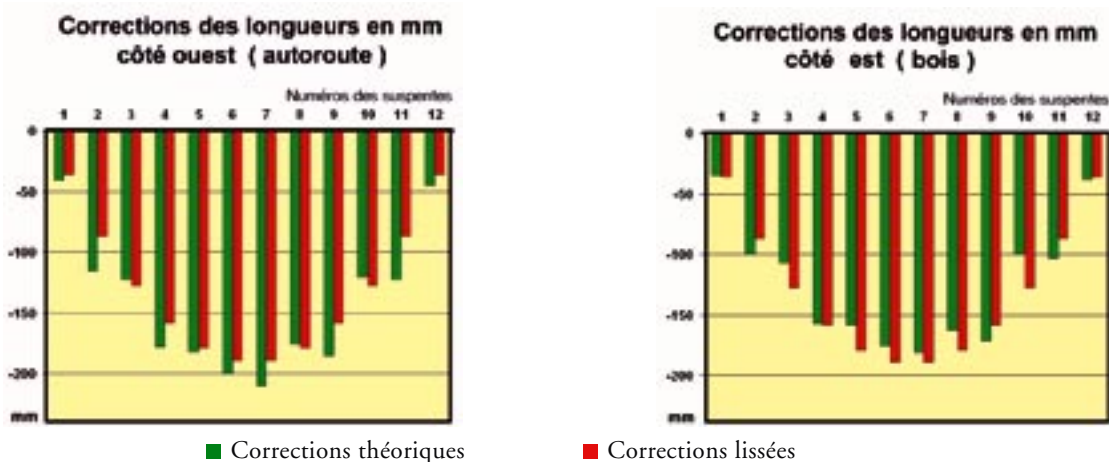


Figure 5 : réglage du pont piéton de Montigny



Photo 2 : pont Vasco de Gama (Portugal)



Photo 3 : pont de Rion - Antirion (Grèce)

Conclusion

La méthode de la **tension de référence** est sûre et peu contraignante pour le chantier qu'elle rend autonome. Les références de cette méthode sont nombreuses pour le réglage des ponts à haubans lors de la construction :

Iroise (France) ;
 Second Severn crossing (UK) ;
 Nemours (France) ;
 Aire du Jura (France) ;
 Pont Vasco de Gama (Portugal) ;
 Rion- Antirion (Grèce) [3] ;
 Wabi Abdoun (Amman - Jordanie) : en construction en 2005.

Dans tous ces cas, Michel Marchetti est intervenu pour les entreprises en charge de la mise en tension des haubans.

La méthode de la **tension de référence** n'a jamais été utilisée dans le cas d'un grand arc autoancré à câbles, mais il n'y a pas a priori d'obstacle théorique qui puisse lui enlever dans ce cas son efficacité.

L'efficacité de la méthode simplifiée imaginée pour le pont de Montigny, confirme le gain de temps

que la méthode de la tension de référence pourrait vraisemblablement faire gagner sur un plus gros chantier, où les suspentes auraient été voulues multiples et croisées par le concepteur. Le réglage est en effet plus rapide, et d'autres travaux peuvent avoir lieu simultanément.

Toutefois, pour les ponts en arcs auto-ancrés de petites portées – soit en gros en dessous de 125 m de portée – il est encore plus économique de simplifier la géométrie des suspentes en réduisant l'hyperstaticité interne de la structure, et donc le nombre de câbles et d'ancrages. Les ancrages sont en effet des pièces coûteuses. En contrepartie, il convient seulement d'augmenter soit la raideur des poutres du tirant, soit celle des arcs.

C'est l'option qui a été retenue pour le pont de Saint-Gilles [2] de 120 m de portée et a fortiori pour le pont du Roboul, d'une portée beaucoup plus modeste de 32 mètres, dont les suspentes sont constituées de plats soudés, beaucoup plus économiques que des câbles. [5]

Pour ces deux ponts, aucune opération de réglage n'a été nécessaire. Les bonnes longueurs des suspentes ont été mises en œuvre sur la charpente seule. Puis, sous l'effet des autres charges permanentes, comme par exemple le poids de la dalle de béton armé, les bonnes tensions se sont établies naturellement pour équilibrer la poussée de l'arc ■



Photo 4 : suspente rayonnante de Saint-Gilles



Photo 5 : pont de Saint-Gilles

Références bibliographiques

[1] Marchetti M., Lecinq B. : « Stay adjustment : from Design Perspective to On Site Practice » Malmoë, 2-4 June 1999 (IABSE conference on cable stay Bridges).

[2] Berthelley J. : « Rebuilding the Saint Gilles bridge over the river Rhône ». ARCH' 2001 (Paris, septembre 2001).

[3] Marchetti M. et al. : « Adjustment of the Rion-Antirion Cable-Stayed Bridge. An Innovative Multidisciplinary Response to a Construction Challenge » Nottingham, June 2004 (International Symposium on Engineering).

[4] Teich S., Prof. Dr. Grasse W. : « Optimisation of the hanger arrangement of Network Arch Bridges ». Munich, Germany 29.8. – 1. 9. 2005 (6th - Japanese-German Bridge Symposium).

[5] Berthelley J., Panabière M., Arredondo-Ormozabal P., Derais J.F. : « Roboul tied arch bridge ». Munich, Germany 29.8. – 1. 9. 2005 (6th - Japanese-German Bridge Symposium).



Photo 6 : pont du Roboul

Crédit photos : Jacques Berthelley (Sétra), photos 1, 4 et 6 - Michel Marchetti, photo 2 - Gefira, photo 3 - Gérard Forquet, photo 5.

Protection des câbles de précontrainte extérieure par injection de cires pétrolières

Modélisation de l'injection et conséquences pratiques

Nicolas Roussel

Introduction

La protection contre la corrosion des câbles de précontrainte peut être assurée, soit par des coulis de ciment, soit par des produits souples comme les graisses, les cires pétrolières ou les résines époxy. Actuellement, les coulis de ciment restent le moyen de protection le plus utilisé malgré les problèmes parfois générés par leur utilisation (ressuage, mauvais remplissage en point haut de tracé [1]...). L'injection de produits souples homogènes constitue une solution alternative qui permet de résoudre les problèmes inhérents à la nature hétérogène des coulis de ciment.

Les produits souples utilisés pour les aciers de précontrainte, tout comme les gaines de PEHD dans lesquelles ils sont injectés, sont des produits organiques dont la structure est sensible aux élévations de température. Généralement, on distingue les paraffines dont les points de fusion sont inférieurs à 70°C et les cires dont les points de fusion sont supérieurs à 70°C. Les trois cires pétrolières d'injection qui existent sur le marché sont fabriquées et commercialisées par TOTAL sous l'appellation Injectelf®. Il s'agit d'une gamme de produits destinée à la protection des câbles de précontrainte des tabliers d'ouvrages d'art, des câbles des haubans et des tirants d'ancrage. Des produits de la même famille sont également utilisés dans les domaines du transport d'énergie et de la téléphonie.

Ces produits sont mis en œuvre dans la plage de température située au-dessus de leur point de fusion dans laquelle leur comportement est celui d'un fluide de faible viscosité. Ceci doit permettre en pratique

une injection rapide sous pression, la faible viscosité du matériau limitant les pressions à des valeurs admissibles vis à vis de la gaine PEHD injectée.

Cependant, avec l'augmentation de la longueur des câbles, des problèmes lors de la phase d'injection ont été constatés récemment (2004). Ils se manifestent sous la forme de déformations excessives de la gaine PEHD sous l'effet de pressions d'injection dépassant les pressions admissibles (6 bars est une valeur couramment retenue). Ces incidents ont lieu majoritairement lors de l'injection de gaines de grande longueur dont le taux d'encombrement (section d'acier/section de la gaine) est trop important.

Dans une première partie, nous présentons l'ambiguïté qui existe d'un point de vue réglementaire sur le choix de la géométrie de la gaine PEHD en fonction de la section nominale des armatures constituant l'unité à protéger. Ensuite, nous présentons brièvement le problème thermomécanique constitué par l'injection d'une cire pétrolière, la modélisation que nous en avons faite et sa validation dans le cadre d'un chantier expérimental réalisé en juin 2005 au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de l'Ouest Parisien en partenariat avec TOTAL, EIFFAGE TP et la société d'injection ARTEON. Enfin, dans une dernière partie, nous traitons à l'aide de l'outil de calcul que nous avons développé le cas d'un pont courant en béton précontraint à trois travées et nous montrons l'incompatibilité de certaines combinaisons nombre de torons/diamètre de gaine acceptées d'un point de vue réglementaire mais sources potentielles de problèmes d'injections à la cire.

Ambiguïté dans les documents référentiels

La mise en œuvre des produits souples de protection est soumise à un certain nombre de prescriptions et de spécifications définies dans le fascicule 65A et son additif, « Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou en béton précontraint ». Une ambiguïté apparaît à la lecture de ces deux documents sur le choix de la géométrie de la gaine permettant d'assurer un remplissage correct par le produit d'injection.

Extrait du FASC 65A (92.2.2 Nature, dimensions et courbures)

La nature, l'épaisseur, le diamètre et les rayons de courbure sont choisis pour [...] assurer un remplissage correct par le produit d'injection. Pour que cette dernière condition soit remplie, le diamètre minimal **intérieur** du conduit ϕ_i est au moins égal à $1,8 \sqrt{A_p}$, A_p étant la section nominale de l'ensemble des armatures constituant l'unité.

Extrait de l'additif au FASC 65A – Chap. PREC EXTERIEURE (72.1.1 MATÉRIAUX ET TYPES DE TUBES)

le diamètre **intérieur** du conduit ϕ_i doit être au moins égal à $1,7 \sqrt{A_p}$, A_p représentant la section nominale de l'ensemble des armatures constituant l'unité.

En pratique, pour les unités et les conduits les plus couramment employés, les diamètres extérieurs minimaux utilisables sont donnés dans le tableau ci-après :

Unités	Tubes en polyéthylène
19 T 15	110
27 T 15	125
37 T 15	140

Nous allons montrer dans la suite de cet article que la frontière entre une mise en œuvre réussie et l'apparition d'incidents semble se situer entre les valeurs de 1,7 et 1,8 proposées par ces documents.

Modélisation du problème d'injection

L'injection d'une cire pétrolière préchauffée dans une gaine PEHD à température ambiante et contenant des torons est un problème de mécanique des fluides particulièrement complexe. Nous avons choisi de prendre en compte les phénomènes physiques suivants dans le cadre de notre modélisation et du développement de notre outil de calcul :

- nous considérons la cire pétrolière comme un produit thermo-dépendant rhéo-fluidifiant en dessous de sa température de cristallisation. Sa viscosité apparente est une fonction décroissante de la vitesse de déformation et de la température ;
- au-dessus de sa température de cristallisation, la cire est considérée comme un fluide visqueux Newtonien dont la viscosité est de l'ordre de 20 fois celle de l'eau ;
- nous prenons en compte le fait que, lorsqu'elle refroidit, la cire se cristallise (voir figure 1a) et que cette cristallisation est exothermique. Ainsi, en dessous de sa température de cristallisation, la cire voit sa vitesse naturelle de refroidissement diminuer ;
- nous prenons en compte pendant l'écoulement un transfert de chaleur de la cire vers le milieu extérieur (gaines + acier) considéré à une température constante pendant la durée de l'injection ;
- nous modélisons la présence des torons au sein de la gaine par un cylindre excentré dont la surface est égale à la surface d'encombrement des torons. La prise en compte de cette géométrie spécifique sur la pression d'injection a fait l'objet d'une étude particulière à l'aide du code de calcul en mécanique des fluides FLOW3D®.



Figure 1a : cire pétrolière en cours de refroidissement, des zones fluides coexistent avec des zones cristallisées

Les prédictions obtenues par l'outil de calcul développé ont ensuite été comparées à des résultats obtenus sur un chantier expérimental sur lequel 5 gaines de 36 m ont été injectées. La température d'entrée (variable suivant les essais) et la température de sortie de la cire pétrolière ainsi que la pression nécessaire à l'injection ont été mesurées. Le nombre de torons variaient de 19T15 à 37T15 et le diamètre extérieur des gaines de 110 mm à 140 mm (PN10 ou PN6,3). Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 1b. La courbe en trait noir épais représente la droite d'équation $y = x$.

Le modèle s'est avéré capable de détecter les situations à risques en prédisant des pressions d'injection certes parfois supérieures à la réalité, mais uniquement dans les cas où l'injection en longueur réelle aurait posé de sérieux problèmes.

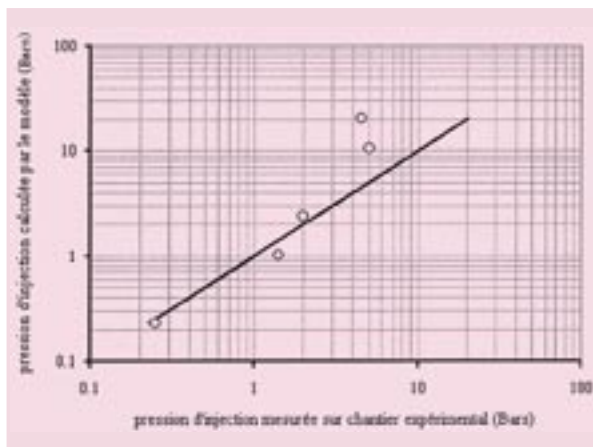


Figure 1b : comparaison des prédictions de l'outil de calcul et des mesures sur chantier expérimental

Étude d'un pont classique

Nous étudions dans cette partie un pont type à 3 travées en béton précontraint représenté sur la figure 2.

Les câbles de précontrainte extérieure représentés en traits fins sur la figure 2 sont ancrés sur culées et sur la deuxième pile intermédiaire. Ils rencontrent



Figure 2 : schéma du pont type à 3 travées en béton précontraint sur lequel porte l'étude présentée dans ce travail. La longueur des gaines à injecter peut varier entre 80 m et 160 m suivant les portées des travées centrales et de rive

deux déviateurs en travée de rive, un voussoir sur pile puis deux déviateurs en travée centrale et enfin le deuxième voussoir sur pile sur lequel ils s'ancrent. Nous étudions ici, à l'aide de l'outil de calcul que nous avons développé, plusieurs configurations :

- 4 configurations avec des câbles de longueur 80, 110, 140 et 160 m suivant les portées des travées centrale et de rive ;
- qui se déclinent chacune, en 3 configurations d'unités de précontrainte composées de 19, 27 et 37T15 respectivement placées dans des gaines PEHD de 110, 125 et 140 mm, comme suggéré par l'additif du fascicule 65A. L'épaisseur de ces gaines correspond dans notre étude à l'appellation PE100-PN10.

Les simulations ont été réalisées pour une température extérieure de 10°C, une température d'injection standard de 105°C et un débit courant au vu des pompes utilisées de 150 L/min. Pour chaque configuration le ratio du fascicule 65A, $\phi_i / \sqrt{A_p}$ a été calculé. Au vu des résultats présentés dans le tableau 2, il apparaît que, sans étude spécifique, seule la valeur de 1,8 du fascicule 65A et non la valeur de 1,7 de l'additif permet vraiment de se mettre en sécurité vis à vis des problèmes pouvant survenir pendant l'injection.

Ensuite, il est à noter qu'une baisse de la température jusqu'à la valeur limite de 5°C peut faire basculer certaines de ces configurations dans des plages de pression d'injection dangereuses. Par exemple, dans le cas de la configuration N° 4, une injection de cire à 100° avec une température extérieure de 5°C ferait monter la pression d'injection à plus de 7 bars, la température de la cire à la sortie de la gaine descendant alors jusqu'à 65°C.

De la même manière, une diminution du débit de façon à réduire la pression d'injection, a pour conséquence secondaire d'augmenter le temps passé par la cire dans la gaine pendant l'injection, et donc de lui faire atteindre des températures trop basses.

De plus, il est aussi à noter que l'on voit apparaître sur certains ouvrages des configurations que l'on pourrait qualifier de « renforcées » dans lesquelles l'épaisseur de la gaine est augmentée sur les déviateurs. Les gaines PE100-PN10 (épaisseur de 6,3 mm, 7,4 mm et 8 mm) de l'exemple traité ici pourraient, dans cette optique, être remplacées par des gaines PE80-PN10 (épaisseur de 8,1 mm, 9,2 mm et 10,3 mm). L'épaisseur de la gaine augmente mais, son diamètre extérieur restant le même pour des raisons d'encombrement, l'espace libre entre gaine et torons diminue et la pression nécessaire à l'injection augmente. L'outil de calcul que nous avons développé est à même d'étudier ces configurations

N° configuration	Longueur	Torons	Gaine	Section nominale	Pression nécessaire	Mise en œuvre	Ratio Fascicule 65A
1	80 m	19T15	110	2 850 mm ²	2,9 Bars	aisée	1,82
2	100 m	-	-	-	3,7 Bars	aisée	-
3	140 m	-	-	-	4,6 Bars	aisée	-
4	160 m	-	-	-	5,2 Bars	aisée	-
5	80 m	27T15	125	3 780 mm ²	3,8 Bars	aisée	1,73
6	100 m	-	-	-	5,1 Bars	aisée	-
7	140 m	-	-	-	6,3 Bars	Risquée	-
8	160 m	-	-	-	7,2 Bars	Risquée	-
9	80 m	37T15	140	5 550 mm ²	5,6 Bars	aisée	1,70
10	100 m	-	-	-	7,5 Bars	Risquée	-
11	140 m	-	-	-	9,4 Bars	incident	-
12	160 m	-	-	-	10,6 Bars	incident	-

Tableau 2 : pression nécessaire à une injection complète de la gaine dans différentes configurations. Les calculs ont été réalisés pour une température de cire de 105°, une température extérieure de 10°C et un débit d'injection de 150 L/min

plus complexes dans lesquelles le gradient de pression augmente au passage de ces sections restreintes. Un exemple de profil de pression d'injection calculée dans un tel cas (viaduc de Meaux) est donné en figure 3.

Enfin, la pratique actuelle, face à ces difficultés, s'oriente le plus souvent vers une injection de la gaine par son milieu réduisant ainsi les longueurs à injecter. Cette solution est plus facilement réalisable si elle est prise en compte dès la phase de conception de l'ouvrage.

Pour conclure, d'un point de vue conception, une valeur du ratio d'encombrement $\phi_i / \sqrt{A_p}$ supérieure à 1,8 semble permettre de se prémunir contre les risques de surpression pendant l'injection de la cire. Si, pour des raisons d'encombrement, une valeur comprise entre 1,7 et 1,8 est retenue, il semble alors nécessaire de vérifier préalablement les conditions d'injection. L'outil de calcul développé et validé au LCPC peut dans ce cas apporter une aide précieuse ■

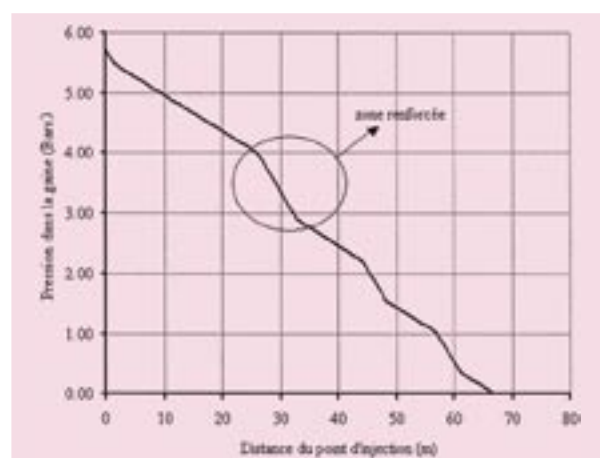


Figure 3 : pression dans la gaine lors de l'injection (viaduc de Meaux 2005)

Remerciements

Chantier expérimental :

Société TOTAL (Abdallah Bouhlassi, Christophe Pelet) ;

Société EIFFAGE TP (Jérémy Baumgartner) ;

Société ARTEON (Jacky Boust).

Viaduc de Meaux :

Société SPIE (Eric Thiboeuf).

Réseau des Ponts et Chaussées :

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de l'Ouest Parisien (Michel Dauvilliers) ;

et le Dr. Fabienne Farcas du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Référence bibliographique

[1] Rouanet D., Le Roy R., Roussel N., Stefani C. - Vers une meilleure maîtrise de l'injection des gaines de précontrainte - Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, 250-251, pp. 65-73, 2004.

Crédit photo : Hugues Delabousse (LCPC).

Eurocodes

Vérification à la fatigue des ponts en béton

Fernando Dias

Introduction

L'application des Eurocodes va modifier la façon de calculer les ouvrages en béton armé ou précontraint. Globalement la philosophie de ces nouveaux règlements reste la même.

Cependant, l'Eurocode 2 introduit une notion nouvelle : la vérification des sections à la fatigue. Cette vérification concerne à la fois le béton et les armatures. Il existe bien dans le BPEL un article concernant la vérification à la fatigue mais celui-ci est rarement utilisé.

Le présent article a pour objet d'explicitier les calculs en fatigue selon l'Eurocode 2 vis-à-vis de l'aspect armatures uniquement, en présentant la méthode générale de vérification. Quelques applications simples sont présentées.

Il est à noter que l'EN1992-2 (article 6.8.1-102) dispense de cette vérification à la fatigue des aciers dans les zones où, sous combinaison fréquente d'actions, les fibres extrêmes du béton restent comprimées.

La fatigue du béton n'est pas abordée dans cet article. Il n'y a pas de pathologie de ce type connue.

Principe de vérification des aciers selon l'EN1992-1-1

La vérification à la fatigue est une vérification aux ELU, elle est traitée dans la Section 6 de l'EN1992-1-1. Néanmoins les matériaux doivent rester dans le domaine élastique, les calculs sont donc effectués avec les lois de comportement de l'ELS.

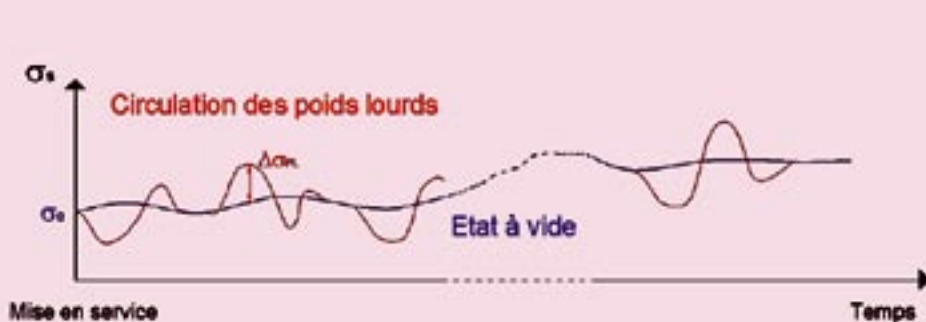


Figure 1 : évolution de la contrainte des aciers dans une section du tablier

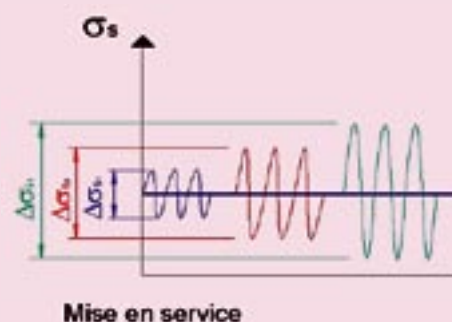


Figure 2 : diagramme théorique

La justification à la fatigue d'une section en béton armé ou précontraint, consiste essentiellement à vérifier la résistance à la rupture des aciers subissant un nombre important de variations de contraintes, sous l'effet de charges cycliques. Dans le cas des ouvrages routiers en service, les variations de contraintes pouvant engendrer de la fatigue dans les aciers sont principalement dues aux passages des poids lourds.

Sur une section donnée du tablier d'un ouvrage, les aciers se trouvent dans un état de contrainte à vide σ_0 (charges permanentes, précontrainte) évoluant lentement sous des effets à long terme (retrait, fluage, pertes différées de précontrainte) ou à moyen terme (gradient thermique).

Sous l'effet des passages des camions les plus lourds, les aciers subissent des variations de contraintes rapides $\Delta\sigma_{PL}$ autour de l'état à vide σ_0 . Les deux conditions, l'importance des charges et le nombre des cycles, sont alors réunies pour que puisse se développer une fatigue des aciers (figure 1).

L'analyse des courbes d'évolution des contraintes, issues de mesures du trafic réel, permet de classer les cycles de variation rapide en fonction de leur étendue $\Delta\sigma_{si}$ et de déterminer leur fréquence d'apparition. Celle-ci permet d'estimer le nombre n_i de cycles appliqués pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Pour simplifier la réalité, l'ouvrage sera supposé subir des cycles de variations de contrainte tels que représentés sur le diagramme (figure 2).

Cette analyse permet d'établir le spectre des variations de contraintes $[(\Delta\sigma_{si}; n_i)]$, schématisé par le graphique (figure 3), caractérisant les sollicitations des aciers vis-à-vis de la fatigue.

A partir de ce spectre, la vérification des aciers à la fatigue consiste à comparer le nombre de cycles appliqués par rapport au nombre de cycles provoquant la rupture.

Pour chaque étendue de contraintes, il s'agit donc de comparer :

- n_i : le nombre de cycles de variation de contraintes d'étendue $\Delta\sigma_{si}$ appliqués aux aciers ;
- N_i : le nombre de cycles de variation de contraintes d'étendue $\Delta\sigma_{si}$ conduisant à la rupture des aciers.

Dans un cas simple, avec une étendue de contrainte constante $\Delta\sigma_s$, il s'agit simplement de vérifier : $n \leq N$.

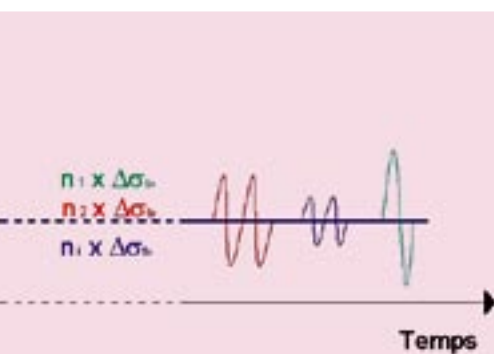
L'état de fatigue des aciers est caractérisé par l'endommagement $D_{ed} = n/N$ qui doit donc rester inférieur à 1.

Dans un cas plus général, avec des variations de contraintes d'étendues différentes, la vérification à produire pour l'endommagement reste la même.

L'endommagement global est calculé en appliquant la règle de Palmgren-Miner, par le cumul des endommagements $D_{ed, i}$ dus aux n_i cycles d'étendue $\Delta\sigma_{si}$: $D_{ed, i} = n_i/N_i$

La vérification dans un cas général s'écrit alors :

$$D_{ed} = \sum D_{ed, i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$



pour le calcul à la fatigue des aciers

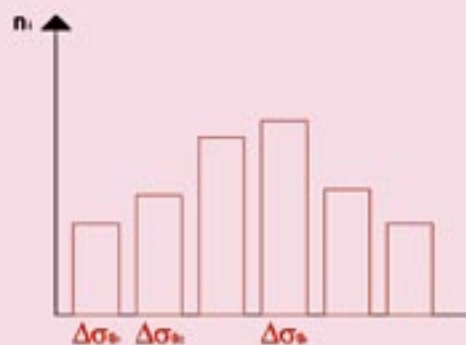


Figure 3 : spectre des variations de contraintes

Spectre des variations de contrainte

L'EN1991-2 propose deux modèles de charges de fatigue permettant l'évaluation du spectre de variation des contraintes $[(\Delta\sigma_{si}; n_i)_i]$.

Le modèle LMF5, le plus général, consiste à utiliser des données du trafic réel.

Le modèle LMF4 est constitué d'un ensemble de 5 camions standards produisant des effets équivalents à ceux d'un trafic typique des routes européennes (figure 4).

En fonction de la catégorie et du type de trafic, les tableaux 4.5 et 4.7 de l'EN1991-2 permettent d'estimer l'intensité du trafic et les proportions des différents types de camions.

En phase projet ou en l'absence de données de trafic précises, le modèle LMF4 est plus simple à utiliser.

Le passage de chaque camion sur l'ouvrage donne un cycle de variation de contrainte présentant différentes étendues. Pour chaque camion i , les étendues $\Delta\sigma_{si,1}$, $\Delta\sigma_{si,2}$, ... $\Delta\sigma_{si,j}$, ... peuvent être obtenues en appliquant la méthode du « réservoir » (figure 5).

Chaque camion standard du modèle LMF4 est supposé parcourir le pont en l'absence de tout autre véhicule. Le modèle n'est donc valable que lorsque la présence simultanée de plusieurs camions peut être négligée, ce qui est généralement le cas pour l'étude des ouvrages courants ainsi que pour l'étude de la flexion transversale. Dans les autres cas, il est nécessaire de compléter le modèle LMF4 par des données sur la distance entre véhicules.

Le nombre des cycles de variation est obtenu à partir de :

- N_{obs} : trafic annuel des poids lourds ;
- N_{years} : durée d'utilisation de projet ;

- p_i : proportion des camions de type i dans le trafic PL.

Le nombre total de camions de type i et de cycles d'étendue $[\Delta\sigma_{si,j}]_j$ est donc $n_i = p_i \times N_{obs} \times N_{years}$.

Le spectre peut donc s'exprimer sous la forme $[(\Delta\sigma_{si,j}; n_i)_j]_i$.

Variations de contrainte dans les aciers passifs

Le calcul des contraintes des aciers passe d'abord par le calcul des efforts (N , M). Lorsque la section est « au repos », elle est soumise à un état de base à vide (N_0 ; M_0).

Dans le cas des ouvrages métalliques, avec un matériau ayant à l'ELS une loi de comportement linéaire ($\sigma = E \cdot \epsilon$) en compression et en traction, la relation entre les variations des efforts et des contraintes reste linéaire. Il n'est pas nécessaire de déterminer un état de base. Il suffit d'appliquer les seules charges de fatigue et de calculer la variation des efforts correspondants pour calculer $\Delta\sigma$.

Pour les sections en béton armé, la relation entre la variation des efforts et la variation des contraintes n'est pas toujours linéaire du fait de la fissuration du béton. Le rapport entre $\Delta\sigma_s / \Delta M$ est nettement différent entre une zone d'enrobage des aciers fissurée et décomprimée, et, une zone d'enrobage comprimée.

Même si la contrainte traction dans le béton reste inférieure à la résistance à la traction de celui-ci sous les combinaisons de fatigue, la section peut avoir été précédemment fissurée sous l'effet de sollicitations plus importantes. Pour le calcul de contrainte dans les aciers, la résistance du béton en traction est donc négligée et les calculs sont effectués en section fissurée.

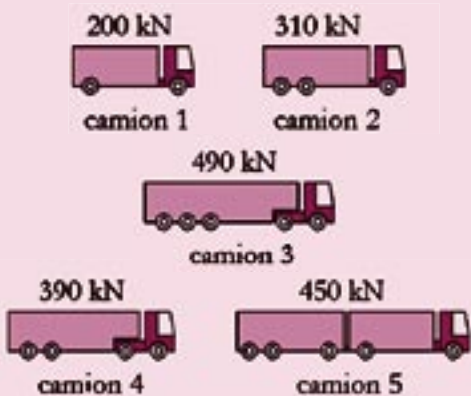


Figure 4 : camions du modèle de charges de fatigue LMF4

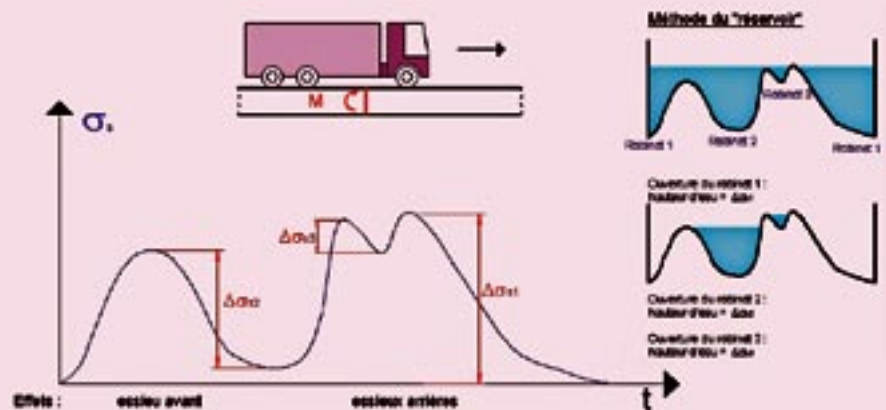


Figure 5 : exemple de cycle de variation de contrainte pour le passage d'un camion

Par ailleurs, seule la traction des aciers est prise en compte, lorsque la zone d'enrobage est comprimée la contrainte des aciers passifs est considérée comme nulle.

Dans les deux exemples suivants, une section en béton armé en flexion simple et en flexion composée, les graphiques représentent l'évolution de la contrainte des aciers passifs σ_s en fonction du moment fléchissant M . On constate que lorsqu'une variation de moment ΔM est appliquée à la section, la variation de contraintes $\Delta\sigma_s$ qui en résulte dépend de la sollicitation initiale.

En flexion simple : pour les sections considérées la traction dans les aciers apparaît lorsque le moment est positif (figure 6).

Avec un moment initial $M_{0,1}$ négatif, seules les variations de moment supérieures à $(-M_{0,1})$ font apparaître une traction des aciers.

Lorsque le moment varie autour d'un moment initial $M_{0,2}$ positif tout en restant positif, la relation entre $\Delta\sigma_s$ et ΔM est alors parfaitement linéaire :

$$\Delta\sigma_s = \frac{\Delta M}{z \cdot A_s} \text{ où } A_s \text{ est la section d'acier et } z \text{ le bras de levier du couple élastique.}$$

En flexion composée : pour un effort normal de compression, la traction dans les aciers apparaît pour un moment supérieur à M_0 (figure 7).

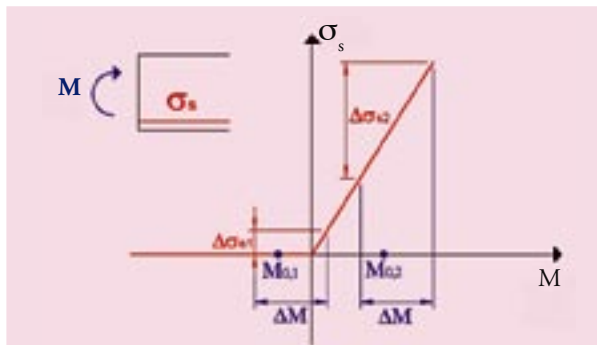
avec $M_0 = \frac{N \cdot I_b}{A_b \cdot v'}$ A_b, I_b : aire et inertie de la section brute,
 v' : distance entre fibre moyenne et fibre inférieure.

Avec un moment initial $M_{0,1} < M_0$, seules les variations de moment supérieures à $(M_0 - M_{0,1})$ font apparaître une traction dans les aciers.

Dans le cas où le moment varie autour d'un moment initial $M_{0,2} > M_0$ tout en restant supérieur à M_0 , les aciers restent tendus. En revanche la relation entre $\Delta\sigma_s$ et ΔM n'est plus linéaire.

En conclusion, ces deux exemples montrent que, pour une même variation de moment ΔM , les variations de contraintes $\Delta\sigma_{s1}$ et $\Delta\sigma_{s2}$ qui en résultent pour les aciers passifs dépendent des sollicitations initiales de la section, $M_{0,1}$ et $M_{0,2}$.

D'où la nécessité de définir un état de base, avant d'établir une relation entre les variations de contraintes et les variations des efforts dus aux charges de fatigue.



Flexion simple : σ_s en fonction de M

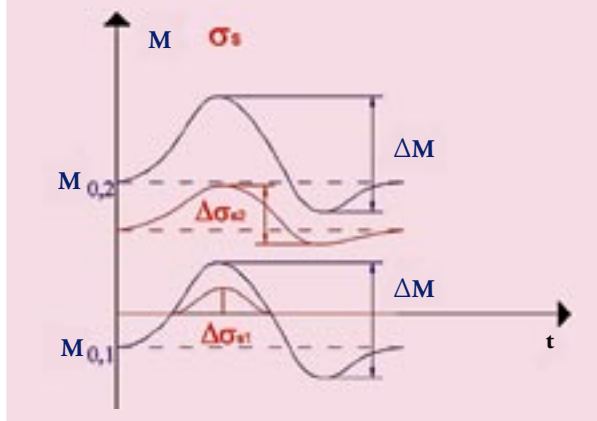
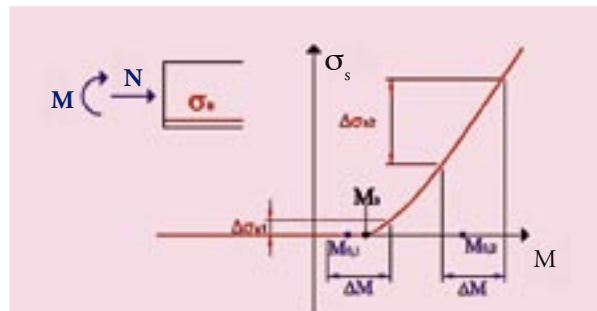


Figure 6 : cycle de variation de σ_s et de M



Flexion composée : σ_s en fonction de M

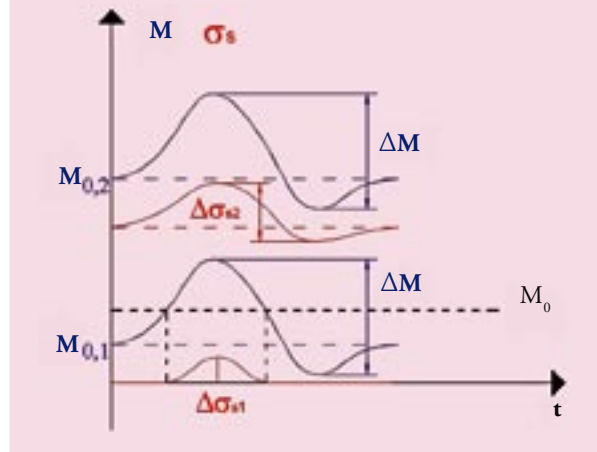


Figure 7 : cycle de variation de σ_s et de M

Combinaison d'actions - combinaison de base

Afin d'estimer les variations de contraintes dans les aciers d'une section, l'article 6.8.3 de l'EN1992-1-1 indique la combinaison d'actions à appliquer pour une vérification à la fatigue.

Cette combinaison se décompose en :

- une combinaison de base C_0 des charges non-cycliques représentant l'état moyen de l'ouvrage en service, à vide (charges permanentes, variation de température...);
- la charge cyclique de fatigue Q_{fat} (camions).

La combinaison de base est équivalente à la combinaison fréquente de l'ELS sans charges cycliques. Dans le plupart des cas cette combinaison pourra s'écrire :

$$C_0 = G + P + 0,6.\Delta\theta$$

où $\Delta\theta$ = est le gradient thermique

Comme indiqué dans l'article 6.8.3 alinéa (3) de l'EN1992-1-1 : « L'action cyclique doit être combinée avec la combinaison de base défavorable ».

La combinaison de base peut représenter plusieurs états de la section étudiée à un moment donné de la vie de l'ouvrage. Cependant, dans la combinaison de fatigue $C_0 + Q_{fat}$, la combinaison de base est constante pendant la durée de vie de l'ouvrage. La combinaison de base la plus défavorable est donc supposée être appliquée pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. **Les variations à moyen ou long terme de la combinaison de base C_0 ne doivent pas être cumulées aux variations à court terme de la charge de fatigue Q_{fat} .**

Pour la vérification des armatures, la combinaison la plus défavorable s'entend comme celle conduisant à un état de contrainte maximale pour les aciers :

$$C_{0,def} \rightarrow \sigma_{s,max} \quad C_{0,fav} \rightarrow \sigma_{s,min}$$

Prenons l'exemple d'une poutre en béton armé à 3 travées (figure 8).

Le graphique suivant représente l'enveloppe des moments pour la combinaison de base :

$$M_0 = M_G + 0,6.M_{\Delta\theta}$$

Au niveau de la section sur appui, la contrainte des aciers supérieurs est maximum avec le moment $M_{0,min}$, à mi-travée celle des aciers inférieurs l'est avec $M_{0,max}$.

Les aciers supérieurs sont donc vérifiés à la fatigue avec la combinaison :

$$M_{0,min} + M_{Q,fat}$$

Pour la section à mi-travée, les aciers inférieurs sont vérifiés avec la combinaison :

$$M_{0,max} + M_{Q,fat}$$

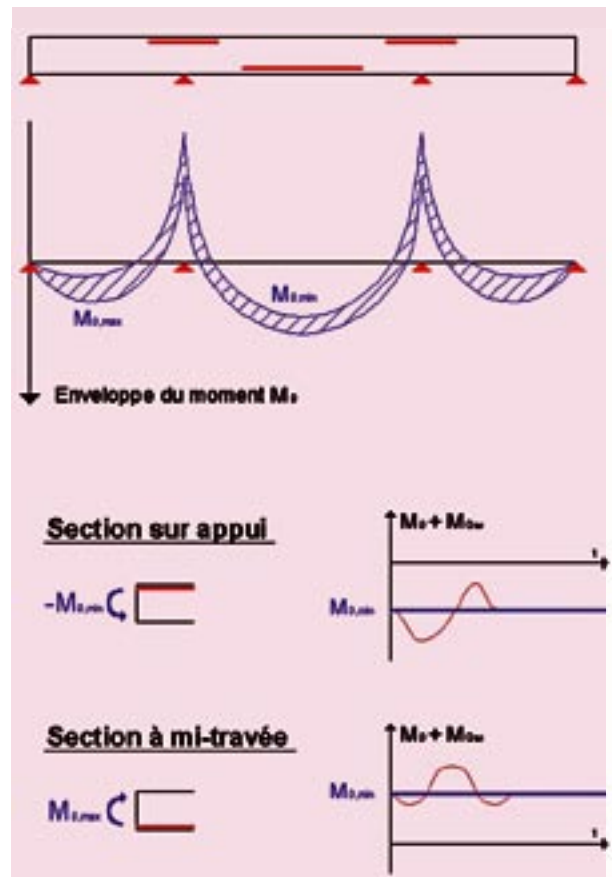


Figure 8 : poutre en béton armé à 3 travées

Nombre de cycles à la rupture

La vérification à la fatigue nécessite la détermination du nombre maximum de cycles $N(\Delta\sigma_s)$ d'étendue constante $\Delta\sigma_s$ pouvant être appliqués avant rupture.

Le nombre $N(\Delta\sigma_s)$ est calculé à partir de la courbe S-N pour les aciers (article 6.8 de l'EN1992-1-1). Cette courbe représente, en échelle logarithmique, $\Delta\sigma_s$ en fonction de N (figure 9).

La courbe est constituée de deux droites de pente $1/k_1$ et $1/k_2$. La position des droites est caractérisée par l'étendue $\Delta\sigma_{Rsk}$, pour un nombre de cycles N^* . Ces paramètres sont définis dans les tableaux 6.3N et 6.4N de l'EN1992-1-1.

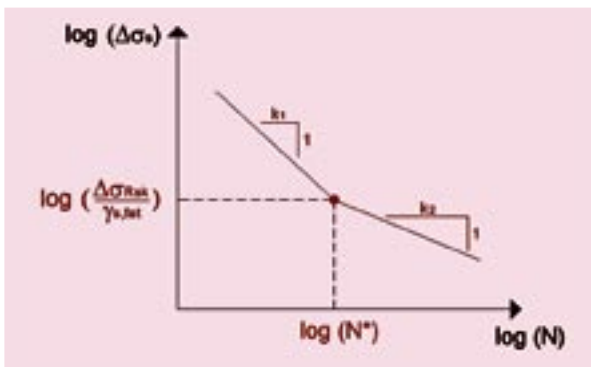


Figure 9 : courbe S-N pour armatures de béton (EN1992-1-1- figure 6.30)

Il convient d'appliquer au matériau un coefficient de sécurité $\gamma_{s,fat} = 1,15$ défini par l'article 2.4.2.4 de l'EN1992-1-1.

Cette courbe se traduit par les expressions suivantes qui donnent explicitement la valeur de N en fonction de $\Delta\sigma_s$.

$$\text{Si } \Delta\sigma_s > \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}}$$

$$\log(\Delta\sigma_s) - \log\left(\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}}\right) = \frac{1}{k_1} (\log N^* - \log N)$$

après transformation
$$N = N^* \left(\frac{1}{\gamma_{s,fat}} \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\Delta\sigma_s} \right)^{k_1}$$

$$\text{Si } \Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}}$$

$$\log\left(\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}}\right) - \log(\Delta\sigma_s) = \frac{1}{k_2} (\log N - \log N^*)$$

après transformation
$$N = N^* \left(\frac{1}{\gamma_{s,fat}} \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\Delta\sigma_s} \right)^{k_2}$$

Dans la plupart des cas, les variations de contrainte seront limitées. Dans ce qui suit, nous supposons

$$\Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \text{ et la deuxième expression sera utilisée.}$$

Calcul de l'endommagement

L'endommagement D_{ed} pour des armatures subissant un spectre de variations de contrainte $[(\Delta\sigma_{si}; n_i)]$ pour des valeurs de $\Delta\sigma_{si} < \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$ peut alors se calculer par une relation explicite.

$$D_{ed} = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad D_{ed} = \frac{1}{N^*} \cdot \left(\frac{\gamma_{s,fat}}{\Delta\sigma_{Rsk}} \right)^{k_2} \cdot \sum n_i (\Delta\sigma_{si})^{k_2}$$

Avec l'utilisation du modèle LMF4 et un spectre $[(\Delta\sigma_{si,j}; n_{i,j})]$ pour chaque camion de type i , cette relation devient :

$$D_{ed} = \frac{N_{obs} \cdot N_{years}}{N^*} \cdot \left(\frac{\gamma_{s,fat}}{\Delta\sigma_{Rsk}} \right)^{k_2} \cdot \sum_i p_i (\Delta\sigma_{s,i})^{k_2}$$

(avec $n_i = p_i \times N_{obs} \times N_{years}$)

Application du LMF4 dans le cas d'un encorbellement

L'exemple suivant consiste à vérifier, vis-à-vis de la fatigue, les armatures passives en partie supérieure de la section d'encastrement de l'encorbellement d'un caisson en béton. L'ouvrage supporte un sens d'une autoroute à 2 x 2 voies.

Selon l'article 4.6.1 (4) de l'EN1991-2 :

« il convient de centrer tous les modèles de charges de fatigue sur les voies conventionnelles définies selon les principes et règles donnés en 4.2.4 (2) et (3) et d'identifier les voies lentes dans le cadre du projet ».

L'article 4.2.4 stipule :

« (2) Pour chaque vérification individuelle, il convient de choisir le nombre de voies devant être considérées comme chargées, leur emplacement sur la chaussée ainsi que la numérotation de manière à ce que les effets des modèles de charge soient les plus défavorables ».
 (3) Pour les valeurs représentatives de fatigue et les modèles associés, il convient de choisir l'emplacement et la numérotation des voies en fonction du trafic normalement prévisible. »

Il appartient donc au maître d'ouvrage de définir l'implantation des voies lentes, « en fonction du trafic normalement prévisible ». Ce choix est à envisager au cas par cas, pour chaque ouvrage, en anticipant un trafic futur éventuellement différent de celui prévu à l'avant projet, pouvant conduire à une répartition différente des voies dans le temps d'utilisation de l'ouvrage.

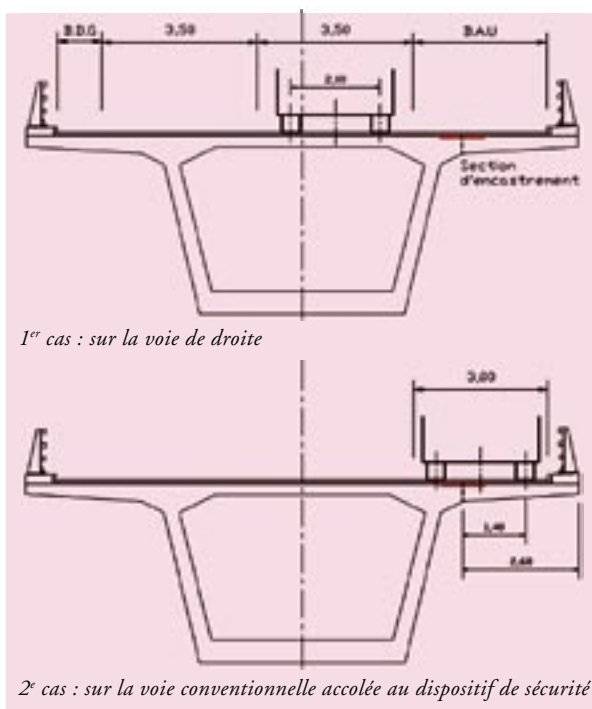


Figure 10 : implantation de la voie lente et des charges de fatigue

Dans le 1^{er} cas, l'implantation de la voie lente sur la voie de droite correspond au marquage réel de la chaussée à la mise en service. Les charges de fatigue ne créent pas d'efforts sur la section d'encastrement. L'ajout d'une voie de circulation par suppression de la B.A.U. peut s'avérer impossible.

Nous nous sommes donc placés dans le second cas, afin d'anticiper le passage éventuel de l'autoroute à 2 x 3 voies sur l'ouvrage.

Le spectre des variations de contrainte est déterminé avec le modèle de charges de fatigue LMF4. Conformément à l'EN1991-2, les camions du LMF4 sont centrés sur les voies conventionnelles d'une largeur de 3,00 m. Vis-à-vis de l'encorbellement, la voie conventionnelle la plus défavorable est positionnée sur la B.A.U. comme indiqué sur le schéma précédent. Cette voie est donc identifiée comme la voie lente sur laquelle circuleront toutes les charges de fatigue.

Toutes les actions appliquées à l'encorbellement – poids propre, poids des superstructures et équipements, charges de fatigue – provoquent un moment positif (convention du schéma).

La combinaison de base pour la vérification à la fatigue M_0 et, les charges de fatigue $M_{Q,fat}$, donnent des moments toujours positifs.

La contrainte dans les aciers est égale à $\sigma_s = M/(z \cdot A_s)$, avec z constant et $M > 0$. Il y a donc une relation linéaire entre les variations de contrainte des aciers passifs et les variations du moment dues aux passages des charges de fatigue :

$$\Delta\sigma_s = \frac{\Delta M_{c,b}}{z \cdot A_s}$$

Il n'est donc pas nécessaire de connaître l'état de base de la section d'encastrement. Il suffit d'étudier les variations du moment lors du passage des différents camions du modèle LMF4.

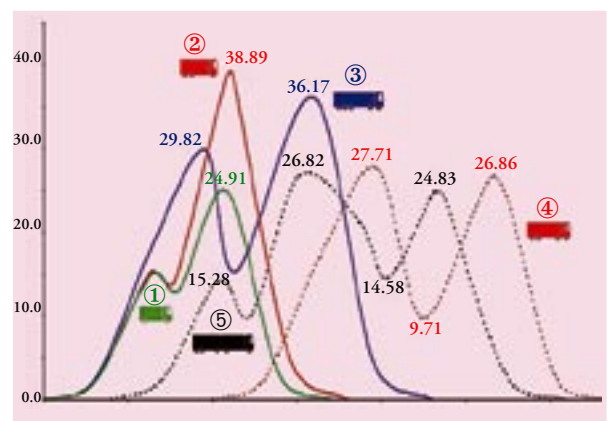


Figure 11 : variation des moments pendant le passage des camions du modèle LMF4

Le graphique de la figure 11 représente les variations du moment pendant le passage des différents camions du modèle LMF4. Les moments sont estimés à partir de l'abaque de Pücher (dalle encastrée sur un bord) sur une section d'une longueur de 1.00 m. Ils sont exprimés en kN.m/m.

De ce graphique nous pouvons déduire, avec la méthode des réservoirs, les étendues les plus importantes pour chaque camion (tableau 1).

Les étendues de variations de contrainte

$$\text{sont } \Delta\sigma_{s,i} = \frac{\Delta M_{i,j}}{z \cdot A_s}$$

L'expression précédente de l'endommagement devient :

$$D_{ed} = \frac{N_{2a} \cdot N_{3a}}{N^*} \cdot \left(\frac{\gamma_{fat}}{z \cdot A_s \cdot \Delta\sigma_{s,i}} \right)^{2 \cdot \gamma_{fat}} \cdot \sum p_i \cdot (\Delta M_{i,j})^{k_2}$$

Pour l'application numérique, nous adopterons les hypothèses suivantes :

Données sur le trafic (1991-2)

- trafic poids lourds de catégorie 1 : $N_{obs} = 2.10^6/\text{an}$ (tableau 4.5) ;
- durée d'utilisation de projet : $N_{years} = 100$ ans ;
- type de trafic longue distance : $p_1 = 20\%$; $p_2 = 5\%$; $p_3 = 50\%$; $p_4 = 15\%$; $p_5 = 10\%$ (tableau 4.7).

Données sur la section

- Coefficient d'équivalence acier-béton : $n_c = 15$;
- Hauteur, position des aciers : $h = 0,40$ m et $d = 0,35$ m.

Caractéristiques des matériaux

- paramètres de la courbe S-N : $k_2 = 9$; $N^* = 10^6$; $\Delta\sigma_{Rsk} = 162,50$ MPa ;
- coefficient de sécurité pour l'acier : $\gamma_{s,fat} = 1,15$.

Avec un béton C40/50 et des aciers $f_{yk} = 500$, le dimensionnement aux Eurocodes, hors considération de fatigue, donne une section d'acier $A_s = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$ (L'ELU est dimensionnant).

Avec ces hypothèses ; $z = 0,318$ m.

La contribution pour chaque étendue est estimée dans le tableau 2 :

avec ΔM exprimé en kN.m/m pour le calcul $\Delta\sigma_{Rsk} = 162 500 \text{ kN/m}^2$

L'endommagement estimé à partir de l'expression précédente est de $D_{ed} = 3.43 > 1$!

Dans ce cas la fatigue est donc dimensionnante. Pour calculer la section d'acier minimale $A_{s,fat,lim}$, il suffit de résoudre $D_{ed} = 1,00$.

A partir de l'expression précédente de l'endommagement ;

$$A_{s,fat,lim} = A_s \cdot \frac{z(A_s)}{z(A_{s,fat,lim})} \cdot \sqrt[2 \cdot \gamma_{fat}] {D_{ed}(A_s)}$$

Seul z dépend de A_s . Néanmoins, en considérant que z varie peu par rapport à A_s , nous avons :

$$A_{s,fat,lim} = A_s \cdot \sqrt[2 \cdot \gamma_{fat}] {D_{ed}(A_s)}$$

soit $A_{s,fat,lim} = 13,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($z = 0,316 \text{ m} \sim 0,318 \text{ m}$)

Selon cette approche la prise en compte de la fatigue conduit donc à majorer de 15 % les aciers passifs. Il est à noter que le choix d'une voie lente accolée au dispositif de retenue est ici défavorable.

L'étude a également été menée avec une hypothèse différente : des camions centrés sur une voie lente de 3,50 m et une bande dérasée droite de 0,50 m, soit une translation de 0,75 m. La fatigue n'est alors plus dimensionnante.

Camions de type i	1	2	3	4	5
$\Delta M_{i,1}$ (en KN.m/m)	24.91	38.89	36.17	27.71	26.82
$\Delta M_{i,2}$ (en KN.m/m)			14.54 29.82-15.28	17.15 26.86-9.71	10.25 24.83-14.58

Tableau 1

Les étendues $\Delta M_{1,2}$, $\Delta M_{2,2}$, $\Delta M_{5,3}$ relativement faibles sont négligées.

I	1	2	3	4	5	$\sum p_i \cdot (M_{i,j})^{k_2}$
p_i	20 %	5 %	50 %	15 %	10 %	
$p_i \cdot (\Delta M_{i,1})^{k_2}$	739.10 ⁹	10 174.10 ⁹	52 979.10 ⁹	1 445.10 ⁹	718.10 ⁹	66 089. 10 ⁹
$p_i \cdot (\Delta M_{i,2})^{k_2}$			15.10 ⁹	19.10 ⁹	0,10.10 ⁹	

Tableau 2

Application du LMF4 dans le cas d'un portique

L'exemple suivant consiste à étudier les variations de contrainte, avec le modèle de charge LMF4, des aciers passifs situés dans la section d'encastrement entre la traverse et le piédroit d'un portique en béton armé.

L'ouvrage supporte la même voie autoroutière que dans l'exemple précédent. La largeur de l'ouvrage est de 12,30 m. Le schéma représente la coupe longitudinale du portique. L'ouverture est de 15,00 m et la hauteur des piédroits de 7,50 m. Contrairement à la pratique conseillée, l'ouvrage ne comporte pas de goussets au niveau des encastremets (figure 12).

Comme illustré sur la figure 13, les sections d'encastrement verticales et horizontales sont soumises à des moments identiques. En revanche les efforts normaux sont différents. N_1 provient des charges verticales provenant de la traverse. N_2 provient des efforts horizontaux transmis par le piédroit ou la traverse.

La combinaison de base défavorable pour la vérification à la fatigue est obtenue, avec un poids des superstructures maximum et une poussée des terres calculée avec un coefficient de Rankine de 0,50. Les effets du retrait et de la température restent faibles. Cette combinaison donne des contraintes de traction maximales dans les aciers passifs.

En admettant les hypothèses suivantes :

- épaisseur de la traverse et des piédroits : $e = 0,50$ m ;
- position des aciers passifs : $d = 0,45$ m ;
- coefficient d'équivalence acier / béton : $n_c = 15$;
- section d'acier passif : $50,00$ cm²/m (aciers dimensionnés aux Eurocodes sans prise en compte de la fatigue).

la combinaison de base donne :

- $N_{1,0} = 128$ kN/m
- $M_0 = 310$ kN.m/m
- $\Delta\sigma_{s1,0} = 126,30$ MPa
- $N_{2,0} = 134$ kN/m
- $M_0 = 310$ kN.m/m
- $\Delta\sigma_{s2,0} = 125,70$ MPa

Le passage d'une charge Q sur la traverse a des effets différents sur la contrainte des aciers verticaux et horizontaux. Nous admettrons l'hypothèse pessimiste d'une diffusion des charges à 45° (figure 14).

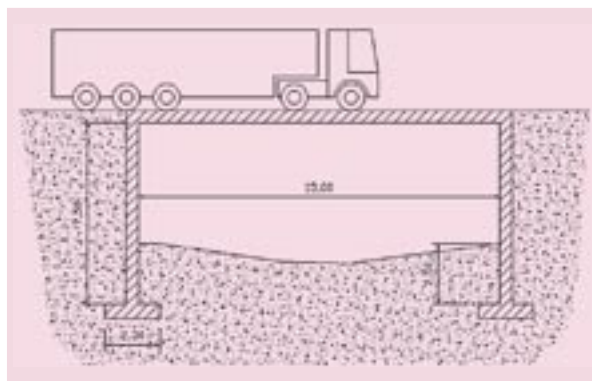


Figure 12 : coupe longitudinale du portique

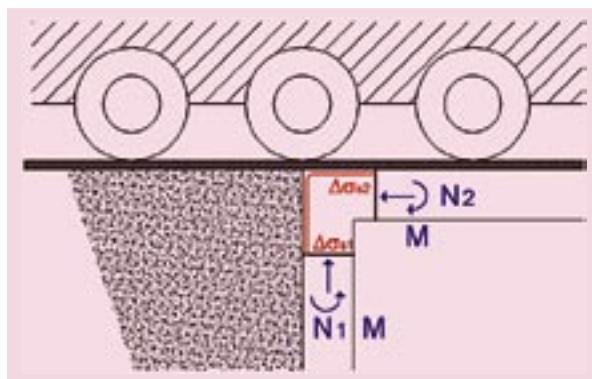


Figure 13 : section d'encastrement piédroit /traverse

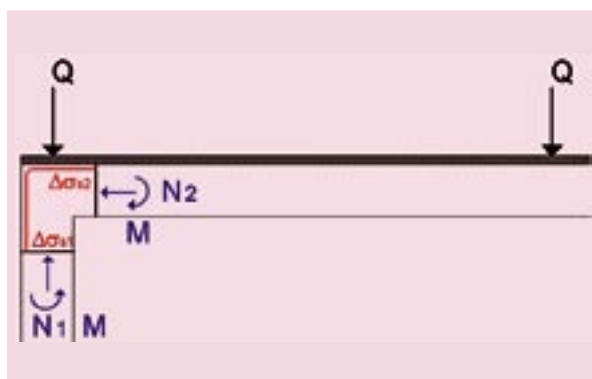


Figure 14 : section d'encastrement piédroit /traverse

Q sur le piédroit : la section horizontale est localement comprimée et la traction des aciers verticaux σ_{s1} situés sous la charge Q diminue brusquement. σ_{s2} ne varie pas.

Q sur la traverse : la compression de la section horizontale est beaucoup moins importante, répartition de la charge sur les 2 piédroits et diffusion transversale entre le point d'application et la section.

L'application de la charge Q entraîne une légère compression de la section verticale. Cependant l'effet du moment dû à la charge Q est plus important et, les contraintes de traction dans les aciers $\Delta\sigma_{s1}$ et $\Delta\sigma_{s2}$ augmentent.

Transversalement, l'implantation de la voie lente est la même que pour l'exemple précédent ; la voie lente est implantée sur la B.A.U. Pour la section horizontale, les moments sont calculés au niveau de l'axe de circulation des roues droites des camions du LMF4, avec un coefficient de répartition transversale de 1,51. Pour la section verticale, les moments sont calculés au niveau du bord droit de la dalle, avec un coefficient de 1,59.

Le passage des différents camions du modèle LMF4 sur la traverse donne ainsi les courbes de variations des figures 15 et 16.

Pour les deux sections, nous observons une augmentation pratiquement équivalente de la traction

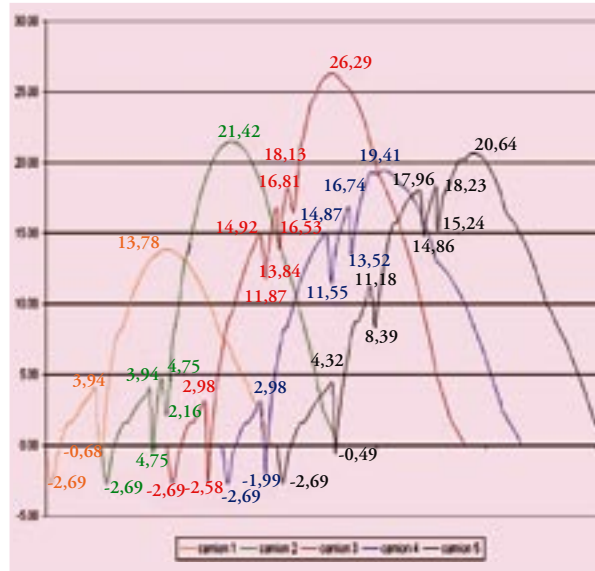


Figure 15 : variation de la contrainte des aciers verticaux du piédroit (en MPa)

dans les aciers due au moment. Pour la section horizontale, le passage de chaque roue au droit de piédroit réduit brusquement la traction des aciers verticaux.

Les différentes étendues sont calculées avec la méthode des réservoirs.

Camion i (p _i)		$\Delta\sigma_{i,1}$	$\Delta\sigma_{i,2}$	$\Delta\sigma_{i,3}$	$\Delta\sigma_{i,4}$	$\Delta\sigma_{i,5}$
1. (20%)	$\sigma_{\max 1,j}$	13,78	3,94			
	$\sigma_{\min 1,j}$	-2,69	-0,68			
	$\Delta\sigma_{1,j}$	16,47	4,62			
2. (5%)	$\sigma_{\max 2,j}$	21,42	3,94	4,75		
	$\sigma_{\min 2,j}$	-2,69	-0,52	2,16		
	$\Delta\sigma_{2,j}$	24,11	4,46	2,59		
3. (50%)	$\sigma_{\max 3,j}$	26,29	2,98	14,92	16,81	18,13
	$\sigma_{\min 3,j}$	-2,69	-2,58	11,87	13,84	16,53
	$\Delta\sigma_{3,j}$	28,98	5,56	3,05	2,97	1,60
4. (15%)	$\sigma_{\max 4,j}$	19,41	2,98	14,87	16,74	
	$\sigma_{\min 4,j}$	-2,69	-1,99	11,55	13,52	
	$\Delta\sigma_{4,j}$	22,10	4,97	3,32	3,22	
5. (10%)	$\sigma_{\max 5,j}$	20,64	4,32	11,18	17,96	18,23
	$\sigma_{\min 5,j}$	-2,69	-0,49	8,39	14,86	15,24
	$\Delta\sigma_{5,j}$	23,33	4,81	2,79	3,10	2,99

La contribution pour chaque étendue est estimée dans le tableau suivant :

$p_i \cdot (\Delta\sigma_{s,i,j})^{k_2} (\times 10^6)$	$\Delta\sigma_{i,1}$	$\Delta\sigma_{i,2}$	$\Delta\sigma_{i,3}$	$\Delta\sigma_{i,4}$	$\Delta\sigma_{i,5}$
1	17835	0,192			
2	137640	0,035	0,000		
3	7208675	2,539	0,011	0,009	0,000
4	188635	0,278	0,007	0,006	
5	204754	0,138	0,001	0,003	0,002
$\sum p_i \cdot (\Delta\sigma_{s,i,j})^{k_2}$	$7\,757,5 \cdot 10^9$				

Dans le cas des aciers horizontaux, le passage de chaque camion ne donne lieu qu'à une seule étendue.

Pour le calcul de l'endommagement, les hypothèses restent les mêmes que dans l'exemple précédent. Cependant pour des aciers pliés, il convient d'appliquer à $\Delta\sigma_{Rsk}$ un coefficient de réduction $\xi = 0,35 + 0,026 \cdot D/\phi$ (D : diamètre du mandrin et ϕ : diamètre de la barre).

Pour l'exemple, nous admettrons : $\xi = 0,61$ (avec $D/\phi = 10$).

Avec l'expression de l'endommagement :

$$D_{ed} = \frac{N_{obs} \cdot N_{yrms}}{N^*} \cdot \left(\frac{\gamma_{s,fat}}{\xi \cdot \Delta\sigma_{Rsk}} \right)^{k_2} \cdot \sum_{i,j} p_i (\Delta\sigma_{s,i,j})^{k_2}$$

nous obtenons :

- pour les aciers verticaux : $D_{ed,1} = 0,591 \% < 100 \%$
- pour les aciers horizontaux : $D_{ed,2} = 0,849 \% < 100 \%$

Ces résultats, avec des endommagements très faibles ($< 1 \%$), semblent montrer un dimensionnement des aciers surabondant vis-à-vis de la fatigue. Cependant l'endommagement est une fonction qui dépend de $(\Delta\sigma_{s,i,j})^{k_2}$. Il ne permet pas de juger correctement du coefficient de sécurité des aciers vis-à-vis de la rupture à la fatigue.

En évaluant $\sqrt[k_2]{D_{ed}}$, nous avons une fonction permettant d'évaluer un rapport $\Delta\sigma_{s,eq} / \Delta\sigma_{s,lim,fat}$.

$$\text{Avec } \Delta\sigma_{s,eq} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs} \cdot N_{yrms}}{N^*} \cdot \sum_{i,j} p_i (\Delta\sigma_{s,i,j})^{k_2}}$$

étendue de contrainte équivalente et :

$$\Delta\sigma_{s,lim,fat} = \frac{\xi \cdot \Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}}$$

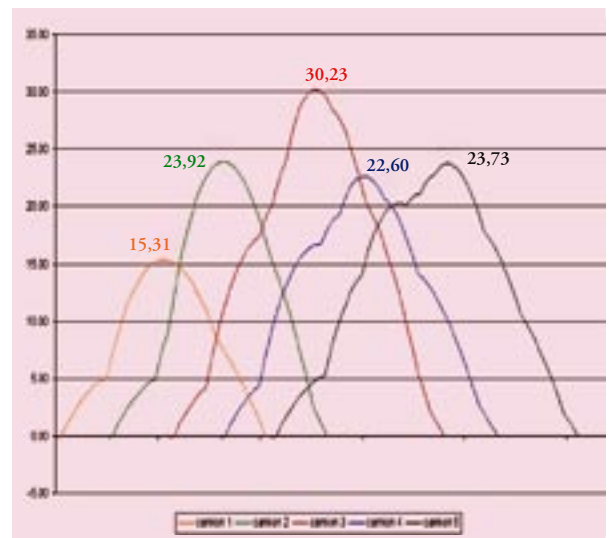


Figure 16 : variation de la contrainte des aciers horizontaux de la traverse (en MPa)

- pour les aciers verticaux : $\Delta\sigma_{s,eq,1} / \Delta\sigma_{s,lim,fat} = 56 \%$
- pour les aciers horizontaux : $\Delta\sigma_{s,eq,2} / \Delta\sigma_{s,lim,fat} = 59 \%$.

Ces rapports montrent que les aciers sont nettement plus proches de l'état limite de fatigue que ne le laissent supposer les valeurs de l'endommagement. Par ailleurs, les aciers verticaux et horizontaux sont pratiquement dans un même état.

Dans les aciers horizontaux, les étendues de contrainte dues essentiellement aux variations du moment fléchissant sont plus importantes que dans les aciers verticaux, malgré l'hypothèse pessimiste prise sur la diffusion de l'effort normal. Dans cet exemple, il est donc légitime de négliger l'effet de variation due à l'effort normal dans le piedroit et, de ne considérer que le moment fléchissant.

En conclusion, la fatigue ne dimensionne pas les aciers passifs.

Conclusion

La méthode générale de vérification à la fatigue avec le modèle LMF4 n'est pas applicable avec toutes les configurations d'ouvrage ou de trafic. Elle n'est valable que lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont peut être négligée.

Cette méthode est donc bien adaptée en vérification locale et pour des ouvrages de faible longueur (< 25,00 m), avec des dimensions de surface d'influence proches de celles des dimensions des camions.

La probabilité d'une présence simultanée de camions sur l'ouvrage augmente avec la longueur de celui-ci et l'intensité du trafic. Si cette probabilité est faible, pour un ouvrage de longueur moyenne ou pour un trafic de densité moyenne, la méthode reste valable.

Par ailleurs, comme le montre l'exemple du portique, cette méthode est valable en flexion composée ou avec une relation entre $\Delta\sigma_s$ et ΔM non linéaire. Elle peut être utilisée en béton précontraint.

Cette méthode pourra donc être appliquée aux ponts types : PICE, PIPO, PSIDA, PSIDP...

Lorsque la présence simultanée de camions sur l'ouvrage ne peut plus être négligée, il convient de compléter le modèle de trafic par des données supplémentaires.

Une méthode « équivalente » simplifiée est également proposée par l'Eurocode 2, avec l'utilisation du modèle LMF3 constitué d'un seul camion.

Dans le prochain numéro de la revue Ouvrages d'art du Sétra, un article concernant le domaine d'utilisation de cette méthode, ainsi que la calibration des abaques nécessaires à son application, sera publié ■

Crédit figures : Fernando Dias (Sétra).

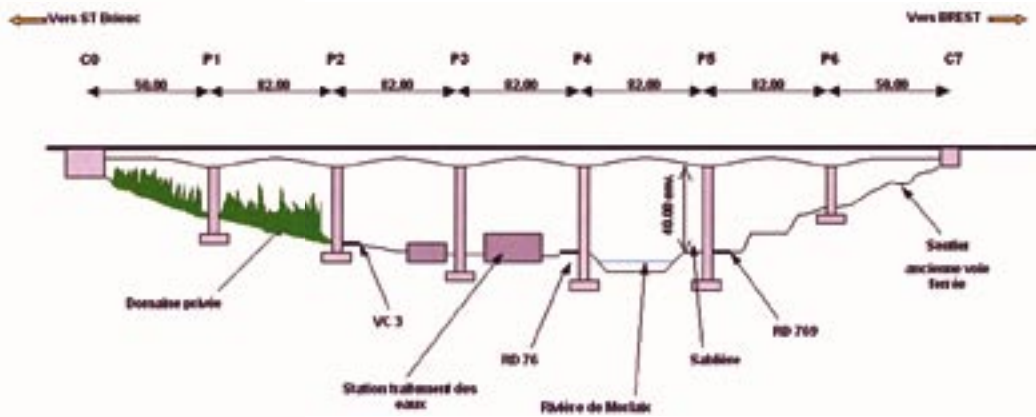


Figure 1 : coupe longitudinale

groupes d'appareils d'appui constitués chacun d'une tôle supérieure, de deux plaques de néoprène fretté de $500 \times 600 \times 3 (12 + 2)$ mm d'épaisseur et d'une tôle inférieure.

Sur les piles (P1 et P6), le tablier repose sur quatre groupes d'appareils d'appui glissants ; chacun d'entre eux est constitué par deux plaques de néoprène fretté de $500 \times 600 \times 3 (12 + 2)$ mm d'épaisseur placées entre des tôles supérieures et inférieures.

Sur les culées, chaque tablier repose sur deux appareils d'appui glissants constitués de plaques de néoprène fretté de $300 \times 400 \times 3 (12 + 2)$ mm d'épaisseur placées entre deux tôles supérieure et inférieure.

Pour l'ensemble des appuis la distance libre théorique entre le tablier et le chevêtre d'appui est de 11 cm. Dans la pratique, elle peut être localement inférieure.

Constatation et diagnostic

Lors de l'inspection détaillée de 1981, il a été constaté un mauvais fonctionnement des appareils d'appui (certains sont posés à l'envers, c'est-à-dire avec la plaque de glissement en bas) et une apparition de fissures longitudinales et transversales en sous face des caissons du tablier.

Une commande d'étude particulière a été passée par la direction départementale de l'Équipement du Finistère à la division ouvrages d'art et au laboratoire régional des ponts et chaussées de Saint-Brieuc du CETE de l'Ouest.

Cette étude, débutée en 1986, avait pour but d'expliquer les désordres constatés, d'apprécier le niveau de portance des tabliers et d'étudier la possibilité d'un vérinage afin de pouvoir procéder éventuellement au remplacement des appareils d'appui.

Elle comportait entre autre :

- une visite complémentaire dite « point zéro » des désordres ;
- une instrumentation pour mesurer les déplacements en tête de pile ;
- des mesures de température et de gradient ;
- des mesures d'ouverture des fissures ;
- un recalcul de l'ouvrage à l'aide du logiciel PCP du Sétra, (pont construit par phases).

Ces études et inspections ont été menées entre 1986 et 1990. Les conclusions indiquent que les fissures constatées ne sont pas actives et que la structure des tabliers est correcte, que le vérinage est possible et n'engendrerait que des tractions modérées dans la fibre inférieure, et que les appareils d'appuis peuvent être changés à moyen terme, après établissement d'un APROA.

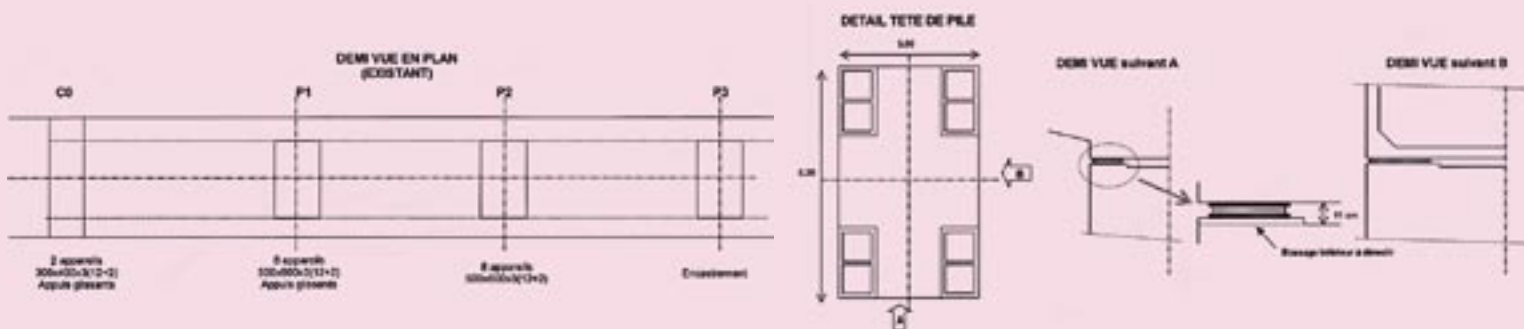


Figure 3 : disposition des appareils d'appui existants

Marché

Un appel d'offres a été lancé fin juin 2003 par la cellule départementale des ouvrages d'art de la DDE du Finistère.

A noter que seules deux entreprises ont demandé les dossiers de consultation, et une seule offre est parvenue au maître d'ouvrage. Le montant de l'offre étant très proche de l'estimation faite par le CETE, le marché a été attribué à la société Freyssinet France – Agence de l'Ouest.

Il a été notifié à l'entreprise en décembre 2003, pour une durée initiale de 60 jours pour la période de préparation et 8 mois pour les travaux.

Contraintes du chantier

Reconnaissance préalable

Une visite de reconnaissance préalable, pendant la phase de préparation du chantier à l'aide d'une nacelle négative, avait été imposée par le marché. Cette visite a permis à l'entreprise de constater l'état des appareils d'appui et des bossages, de la zone de travail envisagée, mais également de constater que l'espace libre, entre l'intrados du VSP et le dessus des piles, était quelquefois très inférieur aux 11 centimètres théoriques du dossier.

Contraintes liées au trafic

Le trafic sur le viaduc de Morlaix est de 22 000 véhicules par jour. Afin de restreindre au maximum la gêne à l'utilisateur, une étude complémentaire a été demandée à l'entreprise pour justifier le travail sous circulation et les incidences du passage des véhicules

pendant toutes les phases de travaux, notamment, les phases de vérinage, les phases de réalisation de bossages, les phases de transfert d'échafaudage. Les conclusions de cette étude ont montré que l'ouvrage devait être fermé pendant les phases dynamiques de vérinage, pendant les phases de transfert d'échafaudage, et le trafic surveillé pendant les opérations de matage des bossages supérieurs notamment afin d'éviter le passage en file de poids lourds.

Il en découlait, pour le gestionnaire, une succession de basculements de circulation d'un ouvrage à l'autre, avec modification de la circulation toutes les semaines. Le maître d'œuvre a donc pris la décision de fermer l'ouvrage en totalité pendant toute la durée des travaux, et de mettre en place un basculement continu sur l'autre ouvrage.

De plus, pour réduire la durée du chantier, et ainsi limiter la gêne des usagers, il a été demandé à l'entreprise d'approvisionner un deuxième échafaudage et une deuxième équipe de façon à libérer chaque ouvrage le plus rapidement.. Cette situation a fait l'objet d'un avenant au marché initial. Le montant de l'avenant était de 42 200 Euros TTC ce qui représentait environ 4.5 % du montant total.

Contraintes d'accès et de sécurité des travailleurs

Les travaux se déroulant sur les têtes de piles, entre 15 et 40 mètres de hauteur, une plate-forme de travail a été installée en tête de pile avec accès depuis le dessus de l'ouvrage.

En matière de sécurité, outre le coordinateur Sécurité Protection et Santé des travailleurs (SPS), et le Chargé des Ouvrages Provisoires (COP) de l'entreprise, un contrôle extérieur par un organisme agréé a été imposé pour la validation de la note de calcul et le contrôle de la conformité de l'échafaudage.



Photo : état des anciens appareils d'appui



Photo : échafaudage

Contraintes techniques de vérinage

Le tablier étant encastré dans les deux piles centrales, des contraintes ont été imposées à l'entreprise pour toutes les opérations de vérinage.

Celui-ci ne pouvait se faire qu'au droit des âmes et dans l'axe longitudinal de la pile entre les appareils d'appui existants (figure 7).

Les dénivellations maximales dues au vérinage ont été limitées :

- longitudinalement à 30 millimètres ;
- transversalement à 1 millimètre.

Un suivi des déplacements a été imposé à l'entreprise, ainsi qu'un suivi des variations de contrainte de cisaillement dans les zones d'effort tranchant, par acquisition des valeurs de microdéformation. Ces variations de contrainte déduites des déformations ont été limitées à 1 Mpa.

Vérinage sur pile

Solution initiale

La solution préconisée dans le CCTP consistait à utiliser des vérins plats de 1 500 x 600 mm injectés à l'huile (P = 150 bars) en changeant les appuis d'une ligne d'appui puis de l'autre. Longitudinalement, chaque pile comprend 2 files d'appareils d'appui (figure 3). Après l'opération de vérinage, pendant les travaux sur la première file, les appareils d'appui de la seconde, complétés par un calage de sécurité et ainsi, pendant les travaux sur la seconde file, les appareils d'appui neufs de la première file, posés sur leurs bossages inférieurs assureront la sécurité.



Photo : dispositif de vérinage

Cette solution présente des inconvénients : les vérins plats ne sont pas fiables à cette pression, avec risque de fuites, et le fait de changer les appuis par file, compliquait les opérations de démolition et de reconstitution des bossages.

Solution alternative

Une solution alternative, proposée par l'entreprise consistait à utiliser des vérins plats avec écrous de sécurité.

Mais pour atteindre les 1 250 tonnes, les dimensions du vérins étaient incompatibles avec la place disponible. De plus la course de ce type de vérins est limitée à 15 millimètres.

Solution retenue

L'entreprise a proposé une solution consistant à utiliser des vérins plats injectés au coulis de ciment pour une sécurité totale, et afin de permettre la descente sur appui définitif, ils sont posés sur des boîtes à sable.

Afin de suivre le levage et notamment les contraintes de dénivellation transversale, l'entreprise a utilisé son système de Levage Assisté par Ordinateur (LAO).

Le principe consiste en une presse hydraulique, pilotée par une électro-vanne, et agissant sur une chambre d'injection du coulis vers les vérins plats. L'électro-vanne est pilotée en prenant en compte les informations issues d'un capteur de déplacement situé à chaque point de levage. Une différence constatée entre deux points de levage supérieur à 0.1 mm, stoppe la presse d'injection « en avance » et permet à l'autre presse de rétablir l'assiette.

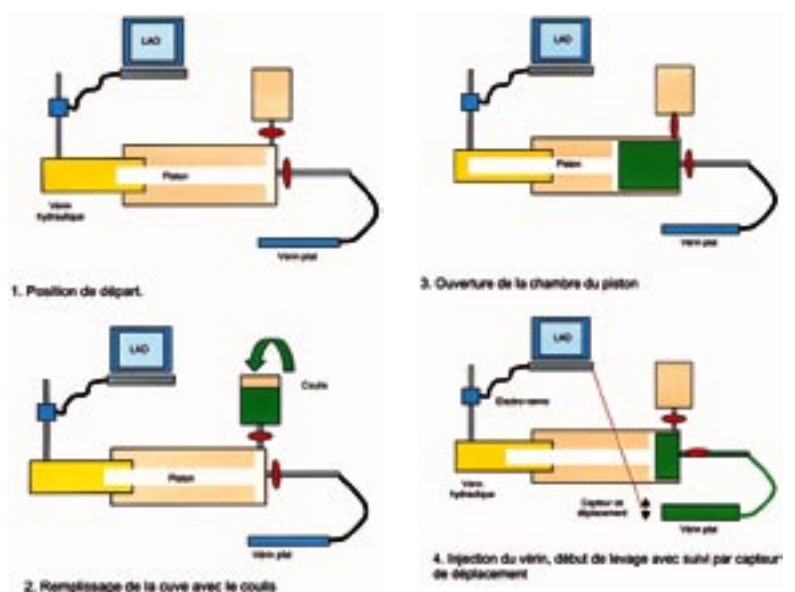


Figure 4 : schéma de principe du vérinage

Vérinage sur culée

Culée côté Brest

La place disponible pour un vérinage au droit des âmes sur le chevêtre de la culée côté Brest étant insuffisante, le marché imposait la création de corbeaux en béton armé, solidarisés avec le chevêtre par précontrainte. Cette opération a nécessité un travail de terrassement manuel devant la culée de plusieurs mètres-cubes. Les vérins utilisés étaient des vérins hydrauliques circulaires.

Culée côté Saint-Brieuc

Le vérinage sur cette culée n'a pas posé de problème, la place disponible permettait de vériner au droit des âmes sur le chevêtre.

Démolition des bossages

Initialement, l'entreprise envisageait, la démolition des bossages inférieurs par une succession de carottages horizontaux. Cette solution a été abandonnée après la reconnaissance préalable des têtes de piles. Sur la première pile traitée, la démolition était alors prévue à l'aide d'un perforateur. La pénibilité des opérations a décidé l'entreprise à rechercher une nouvelle solution.

La solution retenue a été le sciage horizontal de la tête de pile sur toute sa largeur et deux centimètres en dessous de la base du bossage (figure 5). Une scie circulaire, de grand diamètre (1,80 m), a été utilisée. Cette solution a permis une découpe régulière de la tête de pile et le dégagement d'un espace supérieur de travail pour faciliter la réalisation des nouveaux bossages. Toute solution apportant des avantages possède également sa part d'inconvénients. En effet, la surface de sciage présentait un aspect lisse. Pour faire adhérer le coulis des bossages inférieurs, il a été demandé à l'entreprise d'augmenter la macro-texture. Celle-ci a été obtenue par grenailage à sec

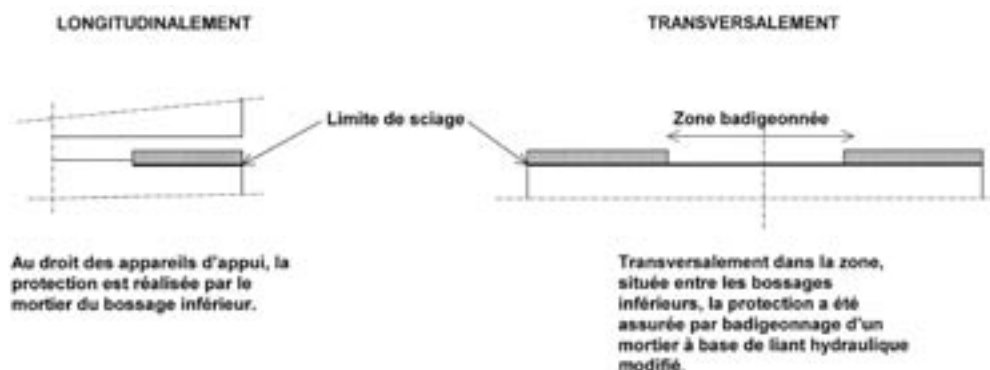


Figure 5 : protection des armatures de la pile après sciage



Photo : corbeaux sur culée Brest



Photo : sciage des bossages

recyclé, de plus, sur la zone sciée comprise entre les bossages inférieurs d'une même ligne d'appui et dont les armatures du béton de la pile ne possédaient plus l'enrobage normal après sciage, a été badigeonnée un produit de protection des bétons à base de liant hydraulique modifié. L'autre inconvénient venait de l'utilisation d'eau pour le sciage, qui souillait les parements de la pile. Il a été demandé à l'entreprise de prévoir un système de récupération des eaux de sciage. Une goulotte à été fixée sous le rail de fixation de la scie, avec une récupération des eaux en base des piles.

Réalisation des bossages

Proposition de l'entreprise.

La procédure proposée par l'entreprise pour la réalisation des bossages consistait, après vérinage, en :

- enlèvement des appareils d'appuis existants ;
- préparation du dessus du chevêtre ;
- mise en place d'un coffrage du bossage inférieur ;
- calage de la plaque métallique ;
- coulage par gravité du coulis ciment ;
- pose et positionnement du nouvel appareil d'appui ;
- pose de la plaque métallique supérieure ;
- matage au mortier du bossage supérieur ;
- descente sur appui par soufflage de la boîte à sable.

Essais de convenance

Cette phase a été relativement longue. En effet il avait été demandé à l'entreprise de prévoir, dans la zone d'installation de chantier, un essai de convenance. Pour cela, il avait été réalisé une simulation du chevêtre de pile, et du dessous du voussoir sur pile.

Le but de cet essai, consistait à vérifier tous les points de la procédure proposée par l'entreprise. Les principaux problèmes rencontrés concernaient les caractéristiques du coulis, qui n'arrivait pas à occuper la totalité de la zone concernée, qui présentait un bullage et/ou un retrait excessif. Après avoir testé plusieurs produits et préparations différentes du coulis, l'entreprise a proposé d'utiliser un coulis préparé à l'aide d'eau chaude à 55°C. Cette disposition n'étant pas décrite

dans la notice technique du produit, il a été demandé au fournisseur et à l'entreprise de s'engager par écrit sur les caractéristiques résiduelles du produit ainsi mis en œuvre. Ce document ayant été validé par la maîtrise d'œuvre, et l'essai de convenance réalisé avec cette méthode ayant donné satisfaction, l'entreprise a procédé de la sorte pour tous les bossages.

Pour cet essai de convenance, l'appui du LRPC de Saint-Brieuc a été fortement apprécié par le maître d'œuvre.

Les autres points de la procédure ont donné tout de suite satisfaction.

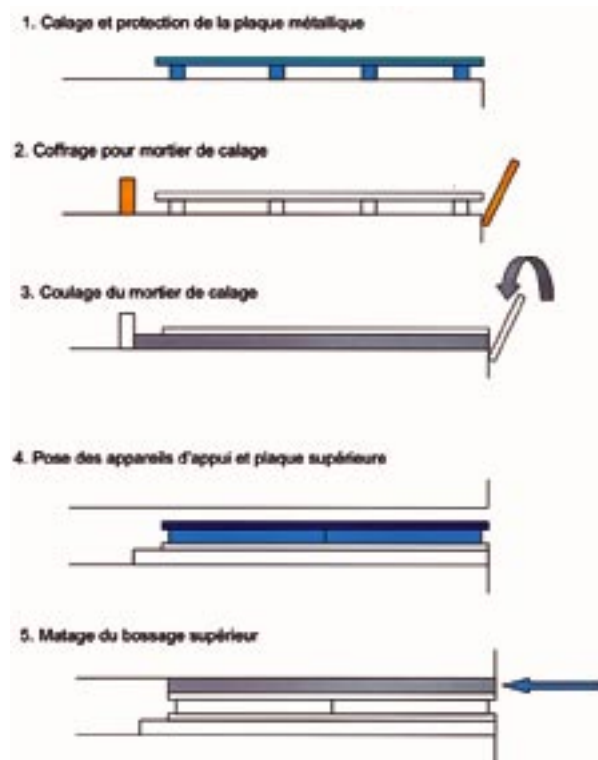


Figure 6 : schéma de la procédure de réalisation des bossages

Appareils d'appui

Les caractéristiques des nouveaux appareils d'appui sont les suivantes :

- sur culée C0 et C7 : appareils à pot, un multi-directionnel et un uni-directionnel par appui ;
- sur piles P1 et P6 : 8 appareils d'appui glissants $600 \times 600 \times 3$ (12 + 2) avec des dispositifs anti-cheminement ;
- sur piles P2 et P5 : 8 appareils d'appuis $600 \times 600 \times 3$ (12 + 2) avec des dispositifs anti-cheminement ;
- sur piles P3 et P4 : encastrement.

Les opérations de réception des appareils d'appui et du suivi de la fabrication des appareils d'appui à pot ont été confiées au LRPC de Saint-Brieuc.



Photo : nouveaux appareils d'appui - terminé

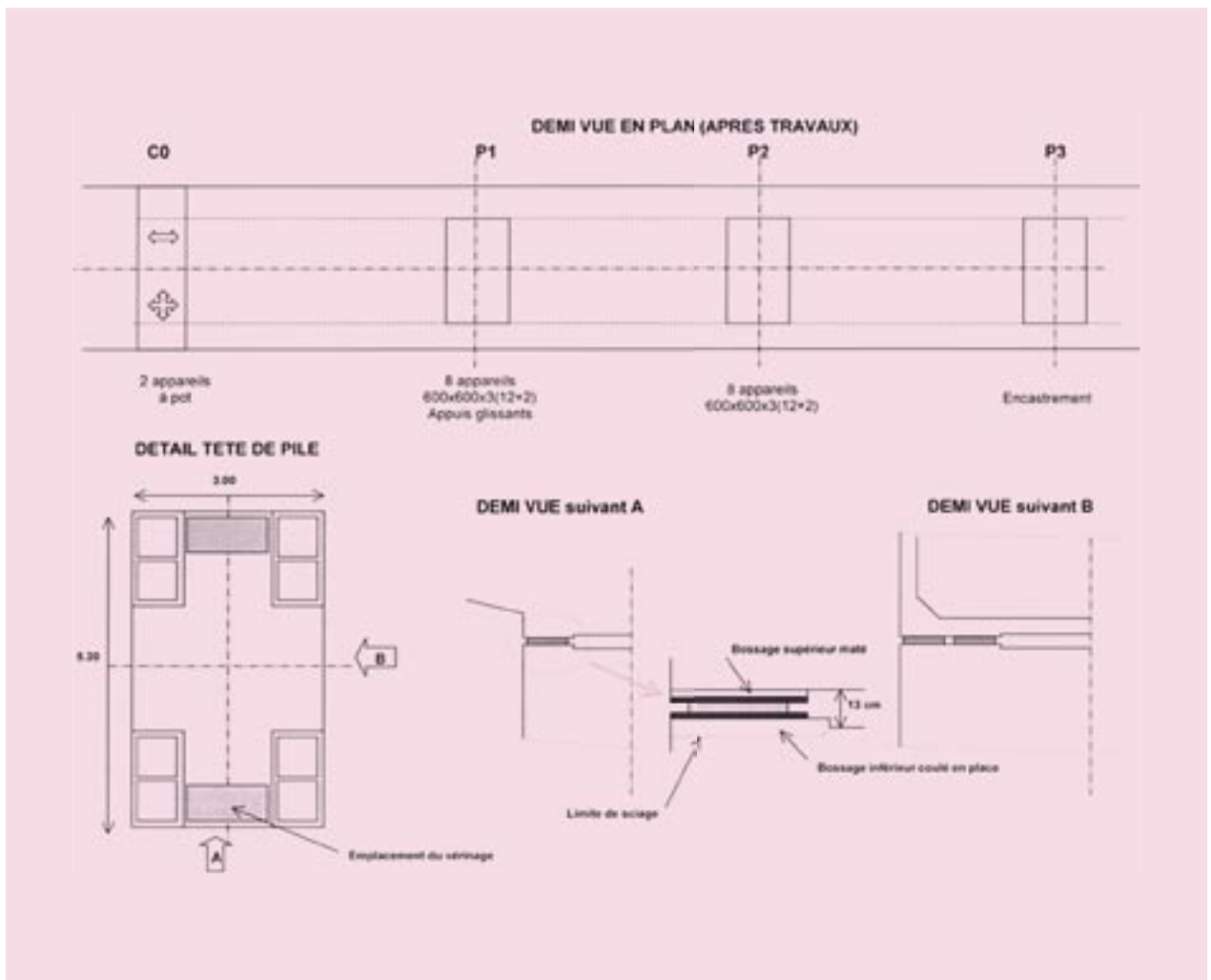


Figure 7 : disposition des appareils d'appui après travaux

Échafaudages

La plate-forme de travail autour des têtes de piles, était suspendue à une structure reposant sur le bord droit du tablier et sur les deux bords du vide du terre plein central.

Le déplacement de l'échafaudage d'une pile à l'autre, nécessitait des moyens importants, en démontage remontage de la plate-forme, mais également en déplacement de toute la structure porteuse. Cette structure d'une vingtaine de mètres de haut, nécessitait l'utilisation d'un engin de levage muni d'une flèche relativement importante et devait pouvoir se déplacer avec la charge suspendue.

Le transfert de la structure d'un ouvrage à l'autre entre les deux phases de travaux, s'est fait sur demande du maître d'œuvre, en descendant la structure sous l'ouvrage, en la translatant et en la remontant au droit de l'autre ouvrage ■



Photo : déplacement et transfert de l'échafaudage

Délais

Le délai initial de 8 mois de travaux a été ramené à 6 mois avec prise en compte du deuxième échafaudage et de la fermeture totale de chaque ouvrage par un avenant au marché initial. Cet avenant stipulait également que l'entreprise libère le dessus de l'ouvrage pour le 9 juillet 2004.

La fin du délai contractuel était fixée au 16 août 2004.

Montant des travaux y compris l'avenant 1 est de : **990 000 Euros TTC environ.**

Intervenants

Maître d'ouvrage : Etat.

Maître d'œuvre : DDE du Finistère – SRSR (service route et sécurité routière) – SRN et CDOA (Subdivision des routes nationales et Cellule départementale des ouvrages d'art).

Projet et assistance à maître d'œuvre pendant les travaux : CETE de l'Ouest – Division Ouvrages d'Art - Nantes.

Contrôle extérieur : CETE de l'Ouest – Laboratoire Régional de Saint-Brieuc.

Coordination sécurité : Ouest Coordination - Quimper.

Contrôle échafaudage : SOCOTEC Saint-Herblain.

Titulaire du Marché : Freyssinet France – Agence de l'Ouest Bouguenais.

Credit photos : Didier Blaise - Bruno Kerskaven - LRPC de Saint-Brieuc - Freyssinet.

Les joints de chaussées sur les ponts à forte pente

Michel Fragnet

Présentation

Les différents documents du Sétra, en accord avec la règle habituelle, recommandent de poser horizontalement les appareils d'appui ; le guide « environnement des appareils d'appui » précise d'ailleurs les tolérances sur l'horizontalité des bossages. Pour nombre de projeteurs, cette horizontalité est un dogme et y déroger constituerait une sorte de déviationnisme par rapport à une doctrine officielle.

Certes, cette horizontalité est importante pour la stabilité de la structure portée et pour les efforts introduits en tête d'appui.

Si sur les ouvrages de faible longueur et/ou de pente longitudinale faible cela n'a pas de conséquence sur les joints de chaussée, il n'en est pas de même lorsque l'ouvrage est de grande longueur et a une pente importante (à partir de 4 %, par exemple).

Si les appareils d'appui sont horizontaux au droit d'une ligne d'appui au-dessus de laquelle il y a un joint de chaussée, les variations de distance entre les abouts de la structure vont se traduire par une dénivellation entre l'extrémité de chaque travée et la ligne de référence, représentée sur la figure 1 par d_1 et d_2 si on a un joint entre deux travées.

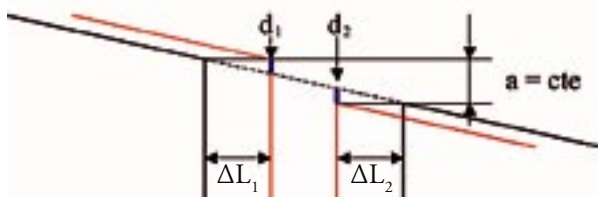


Figure 1 : décalage en nivellement d'un joint sur un pont en pente avec des appareils d'appui horizontaux

La valeur de la « marche » est exprimée par $m = d_1 + d_2 = p (\Delta L_1 + \Delta L_2) = p \cdot \Delta L$ dans laquelle ΔL représente le déplacement relatif des éléments en regard.

Pour un joint de chaussée donné, la différence entre les deux « marches » extrêmes est déterminée par la capacité de souffle « S » du produit et vaut donc $\Delta H = p \cdot S$, comme cela est exprimé dans le guide « joint de chaussée », page 16. C'est cette valeur qui est à prendre en considération pour le dimensionnement du joint.

Les difficultés rencontrées

Elles résultent de la valeur de la dénivelée : par exemple, pour un pont en pente à 5 % portant un joint de 200 mm de souffle, la valeur de ΔH est égale à 10 mm.

Quand on sait que l'on demande un calage, à la mise en œuvre, des joints à 0, - 2 mm pour une pose après tapis, on voit que cette marche d'escalier est nettement hors des tolérances.

Ceci va influencer sur :

- le confort des usagers ;
- la sécurité des usagers : des exemples récents ont été portés à notre connaissance avec des accidents de motocycliste suite à une rupture de fourche au passage du joint, des délestages de chargement, des pertes de trajectoire pour des véhicules légers, etc.

Il s'agit donc d'un réel problème de sécurité.

La durabilité du produit joint de chaussée (et les abords immédiats) : la majoration des effets dynamiques résultant du décalage en plan va provoquer des sollicitations de fatigue de nature à réduire la durée de vie du joint (et des couches de roulement voire la structure aux abords). Or les grands joints sont coûteux et il convient qu'ils aient la meilleure durabilité possible.

Compromis au niveau du joint

Il consiste à conserver les appareils d'appui horizontaux au droit de la ligne d'appui sous le joint, en cherchant à en limiter les conséquences dommageables. Sachant que la position de la dénivelée maximum est aux températures extrêmes, on s'arrange pour caler le joint en position telle que la marche d'escalier soit minimale et acceptable pour la plus grande partie du service du joint.

a) Compromis sur le calage en nivellement du joint.

Par exemple pour les joints de type cantilever (à peigne en console), on cale le joint de telle sorte que les extrémités des dents ne viennent jamais en surélévation par rapport au niveau du peigne conjugué, en position fermée comme ouverte. Mais une telle disposition implique obligatoirement une cassure dans la ligne rouge représentée par le niveau du revêtement fini adjacent.

b) Un autre compromis consiste à utiliser la déformabilité des matériaux pour assurer une continuité de la surface de roulement et limiter la cassure de la ligne rouge.

La figure 3 ci-après décrit le principe du joint FT400 mis en place à la construction sur le pont de Saint Nazaire (remplacé depuis par un joint cantilever avec un calage selon la disposition de la figure 2 ci-dessous).

Dans ce dispositif, la plaque pont reste appuyée en permanence sur le plat femelle et la liaison de la plaque pont avec son ancrage comporte un ressort de rappel. La reprise de la différence de niveau se fait sur la longueur de la plaque pont.

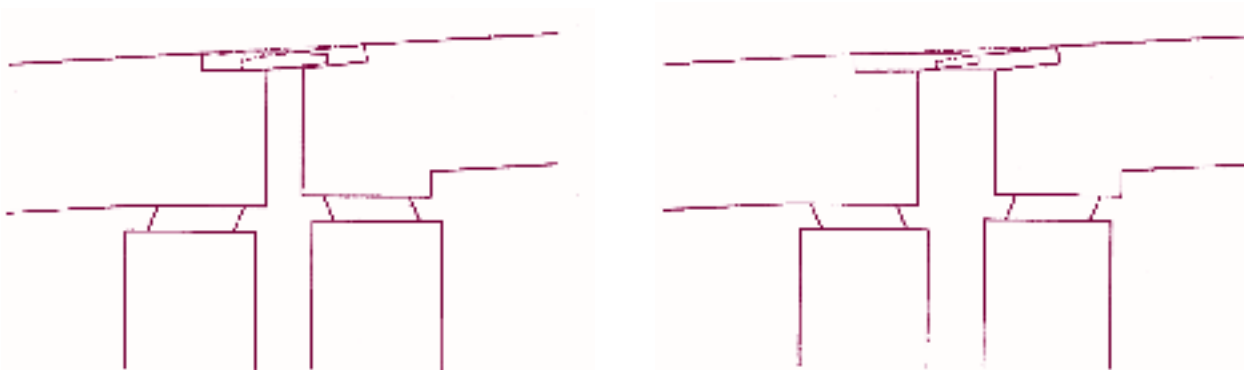


Figure 2 : adaptation avec un joint cantilever (à gauche, en position fermée, à droite, en position ouverte)

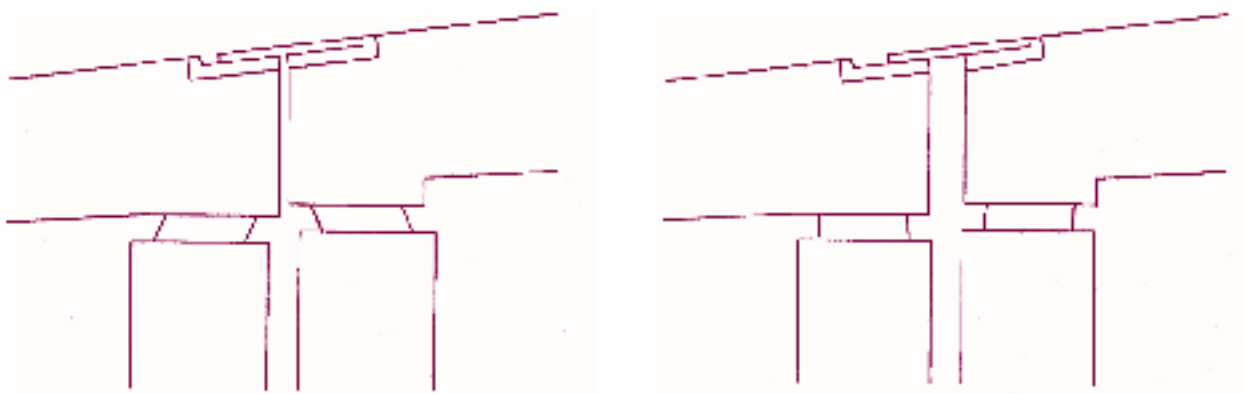


Figure 3 : adaptation avec un joint de type à pont appuyé (à gauche, en position fermée, à droite, en position ouverte)

c) Compromis par adaptation du dessin du joint.

C'est la solution décrite sur la figure 4 qui a été mise en œuvre sur un ouvrage avec un joint de type FT.

En conclusion sur ce chapitre, quel que soit le dispositif (il existe un certain nombre de variantes autour de ces dispositions), la différence de niveau subsiste : elle est seulement atténuée et reprise sur une largeur variable du joint. Ceci explique l'inconfort parfois observé et les chocs au passage des roues.

Les dispositions de compromis laissent donc subsister un inconfort certain. Par ailleurs, tous les modèles de joints ne peuvent pas s'adapter et certains types de produits ne sont pratiquement pas adaptables sur un pont en pente.

Implanter les appareils d'appui suivant la pente

Dans ce cas, on supprime les problèmes au niveau des joints de chaussée ce qui est tout bénéfique pour cet équipement coûteux puisque cela permet d'accroître sa durabilité, de maintenir un confort pour l'utilisateur et d'éviter les risques liés au passage du trafic sur une zone mal nivelée.

Une telle orientation nécessite une réflexion très en amont de l'établissement du projet car cela a des incidences sur la structure :

- on introduit des dénivellations d'appui qui seront à prendre en considération dans le dimensionnement de la structure ;
- on amène des moments en tête d'appui qui devraient être relativement faciles à reprendre sur une culée, peut-être moins en tête de pile ;
- le calage d'appareils d'appui suivant la pente et le contrôle du nivellement est plus contraignant que vérifier la simple horizontalité.

Cette approche a déjà été appliquée sur des ouvrages en France (alors qu'elle est plus systématique dans des pays voisins) comme le pont de Calix, le pont de Normandie, etc.

Conclusion

Nous émettons le vœu que les projeteurs regardent de façon plus approfondie cette disposition des appareils d'appui sur les ponts en pente. Nous leur en saurions gré au niveau des joints de chaussée car cela évitera des accidents (dont un mortel) et permettra une meilleure durabilité des joints de chaussée ■

Credit figures : Sétra, figures 1, 2 et 3 - Freyssinet, figure 4.

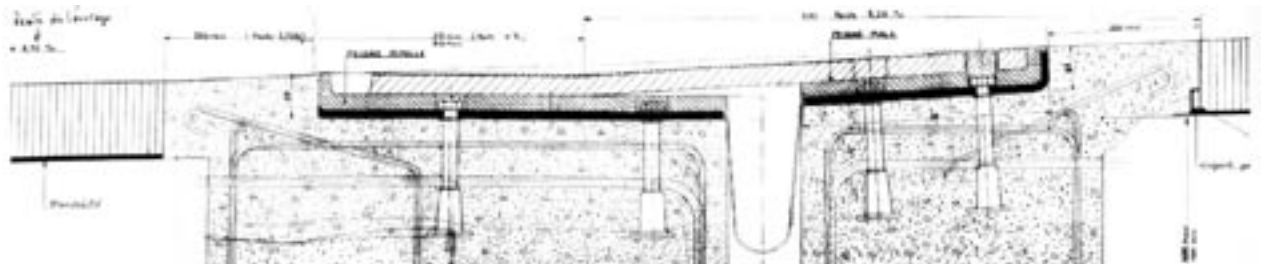


Figure 4 : disposition avec un joint de type FT comportant l'appui du peigne male sur le peigne femelle suivant l'horizontale (coupe transversale reprise d'une application existante)

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Concevoir et construire les passerelles piétonnes	20 au 22 mars 2006
Cycle « Bétons et nouvelles performances » : le BAP : Bétons autoplaçants	21 mars 2006
Pratique de la mise en œuvre et de la réparation du béton en montagne	23 mars 2006
Conduire un projet de réparation d'ouvrages d'art	27 au 29 mars 2006
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 4 : Ouvrages métalliques et ponts à câbles	3, 4 et 1/2j le 5 avril 2006
Dimensionnement et optimisation d'un circuit de pompage des bétons	10 mai 2006
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 2 : Grands ouvrages en béton précontraint	11 mai 2006
Maintenance et entretien des ouvrages métalliques et mixtes	15 au 17 mai 2006
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 5 : Tunnels	30 mai au 1 ^{er} juin 2006
Évacuation des eaux des ponts routiers	8 juin 2006
Cycle « Bétons et nouvelles performances » : le BHP : Bétons Hautes Performances	20 juin 2006

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

Textes et documents techniques essentiels ouvrages d'art

Répertoire

Réf. 0614w – janvier 2006 – 89 pages

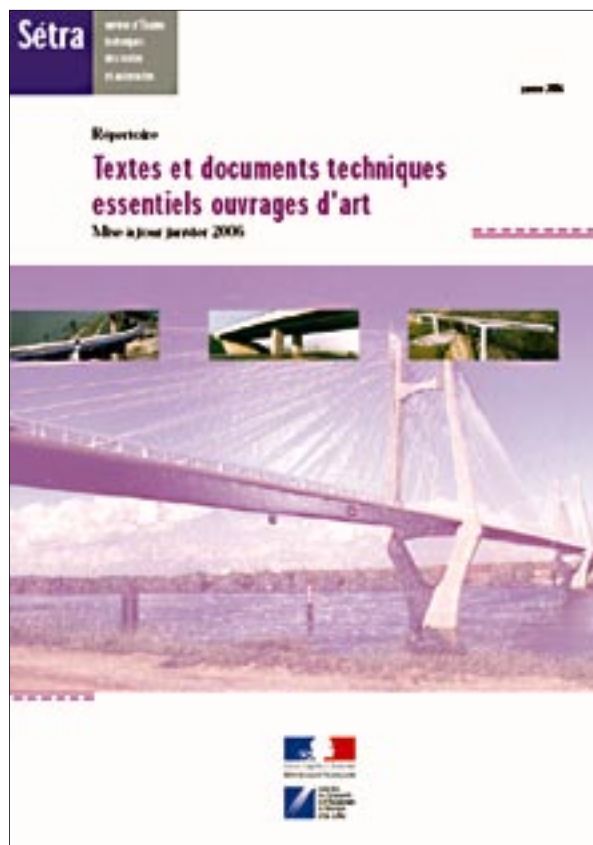
Ce document est un répertoire de textes réglementaires et normatifs et de guides relatifs à la conception, à l'exécution et à la maintenance des ouvrages d'art.

Les textes réglementaires et normatifs cités sont tous des textes en vigueur ; les textes abrogés n'ont pas été mentionnés. Par contre, les documents guides anciens qui présentent encore un intérêt ont été conservés même si certaines parties sont parfois périmées.

Il va de soi que ce répertoire ne vise pas une exhaustivité totale, mais il est néanmoins assez complet et peut servir de guide pour la mise à jour ou la constitution de la bibliothèque technique d'un ingénieur ou d'un bureau d'études spécialisé en ouvrages d'art.

Ce répertoire est mis à jour annuellement.

Contact : Yvon Meuric, Sétra - CTOA



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

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

Passerelles piétonnes

Évaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons

Guide méthodologique

Réf. 0611 – mars 2006 – Prix de vente : 20 euros

Le présent guide a pour but de faire le point de l'état des connaissances sur le comportement vibratoire des passerelles sous l'action des piétons et de fournir des recommandations sur la stratégie à adopter pour concevoir et dimensionner des passerelles.

Il est destiné aux maîtres d'ouvrage, aux maîtres d'œuvre, et aux ingénieurs de bureaux d'études.

Ce guide rappelle tout d'abord les méthodes de calcul dynamique appliquées aux passerelles et décrit le chargement des piétons.

Il présente une méthodologie d'analyse dynamique basée sur la notion de risque et sur le niveau de trafic, et il définit des niveaux de confort.

Il propose des cas de charge dynamique et des vérifications structurelles spécifiques au comportement dynamique.

Il comporte des clauses qui pourront être insérées dans les pièces techniques des marchés d'études, de travaux et d'épreuves.

Il fournit en annexe des rappels de dynamique des structures, une modélisation de la charge piétonne, une description des systèmes amortisseurs, et quelques exemples de calcul de passerelles courantes.

• 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 ont été préparés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le Séttra, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

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



Seront diffusés prochainement 7 avis techniques sur les joints de chaussée de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
CIPEC Wd80	Freysinnet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-02
CIPEC WOSD 50	Freysinnet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-03
Eole	Freysinnet France	12-2005	12-2007	F AT JO 05-04
N50	Freysinnet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-05
M 150/200	Freysinnet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-06
GTA R30/R50	RCA	12-2005	12-2010	F AT JO 05-07
Thormajoint	Eurojoint	12-2005	12-2010	F AT JO 05-08

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 3,05 euros

Ouvrages édités par le Lcpc**Portiques, Potences, Hauts-Mâts (PPHM)**

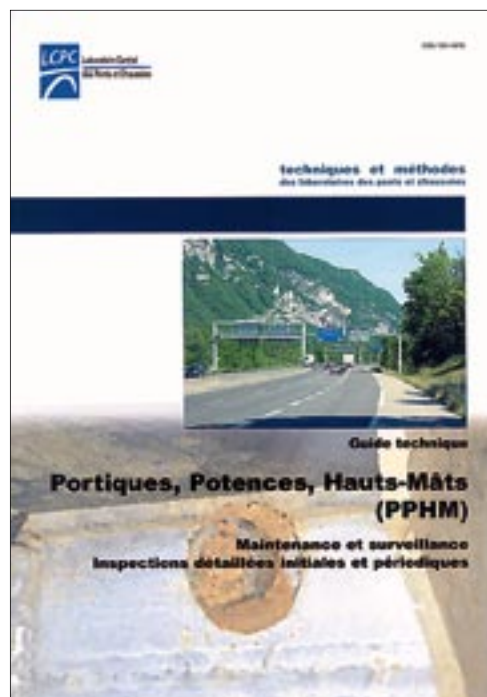
Guide technique

Réf. POPOMA – avril 2005 – Prix de vente : 25 euros

Ce document est destiné aux inspecteurs et aux gestionnaires de la route chargés de la surveillance et de l'entretien des Portiques, Potences et Hauts-Mâts. Il propose et montre l'intérêt d'effectuer une inspection détaillée initiale avant la mise en service des structures.

Le document comprend trois parties :

- un guide pour les inspections détaillées initiales et périodiques ;
- un catalogue de défauts types dans lequel chaque défaut est illustré par une photographie accompagnée d'une description et de l'origine du défaut, de ses conséquences sur la structure et de quelques propositions de moyens à mettre en œuvre pour assurer la maintenance dans les meilleures conditions possibles ;
- un exemple de support d'inspection détaillée conçu pour un portique simple, lequel peut être adapté en fonction du type de structures à inspecter.

**La télésurveillance des ouvrages d'art sous haute surveillance**

Guide technique

Réf. GTTEL – septembre 2005 – Prix de vente : 25 euros

Ce guide est destiné aux maîtres d'œuvre et aux responsables de laboratoire chargés de concevoir, de mettre en œuvre et d'exploiter un système de télésurveillance d'un ouvrage d'art dont l'état d'endommagement est de nature à remettre en cause la sécurité structurale.

Ce guide propose une méthodologie pour concevoir un système adapté aux besoins, pour exploiter efficacement les résultats des mesures, pour définir les seuils et procédures d'alerte qui permettront d'assurer, en cas de danger imminent, le déclenchement d'actions de sécurité publique définies à l'avance. Il fait également le point sur les capteurs existants et leurs performances, sur l'organisation des chaînes de capteurs, sur les technologies et protocoles de transmission des données et sur la maîtrise de la fiabilité de l'ensemble de la chaîne de mesures.

Ce guide est complété par des exemples d'application à différents types d'ouvrage qui illustrent la méthodologie proposée.



Coordonnées des rédacteurs

Jacques Berthelley
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 69

Dr. Nicolas Roussel
LCPC
Tél : 01 40 43 52 85

Fernando Dias
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 78

Didier Blaise
DDE 29/SRSR/CDOA
Tél : 02 98 76 52 42

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

BON DE COMMANDE **POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA**

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'études techniques des routes et autoroutes
Bureau de vente • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex
Tél. 01 46 11 31 53 - Fax 01 46 11 33 55

je désire recevoir

exemplaire(s)

Nom et adresse du demandeur :

TITRE

Réf.

Prix unitaire

Prix total

Tél :

Date :

Signature

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 3,50 € pour toute commande inférieure à 20 € et 4,57 € pour toute commande égale ou supérieure à 20 €

Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 7 €

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Sétra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire RIB :

Code banque : 10071 • Code guichet : 92000 • N° de compte : 00001000261 • Clé RIB : 86 • Domiciliation : RGFIN Paris Nanterre

OUVRAGES D'ART **CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART**

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez ce formulaire à :
Bulletin de liaison OUVRAGES D'ART • Sétra-CTOA (Christine Tardy)
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom :

Service, société :

Adresse :

Tél :

Date :

Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison OUVRAGES D'ART



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 : **0617** - Prix de vente : **10 €**

*Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Domigraphic - ZAC les Radars - 16, rue Diderot - 91353 Grigny Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2006 Sétra - Dépôt légal : 2^{ème} trimestre 2006 - ISSN : 1266-166X*

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

