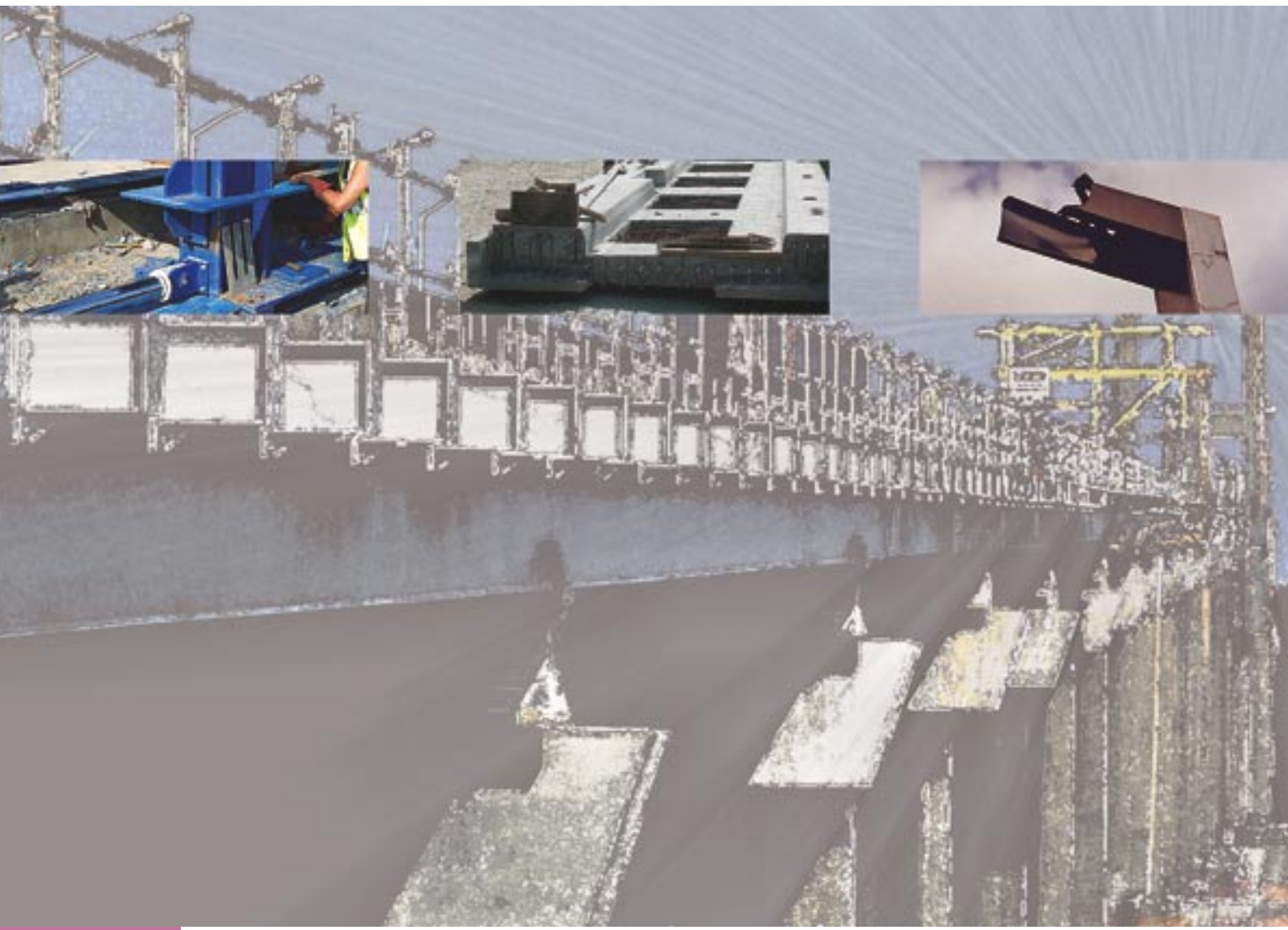


Ouvrages d'art



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Liaison autoroute A 16 - Port de Boulogne

2^{ème} section

Renaud Léglise

☛ P. 2

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Flexion locale dans les hourdis de pont

Daniel Le Faucheur

☛ P. 12

Prise en compte de la nouvelle norme NF EN 206-1 dans les CcTp d'ouvrages d'art

Sylvie Arnaud, Patrick Dantec,
Gérard Métais, Christophe Aubagnac

☛ P. 18

Proposition pour la vérification à la fatigue des Portiques Potences et Hauts Mâts

Thierry Kretz, Jacques Berthelémy

☛ P. 23

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Viaduc d'accès au pont d'Aquitaine

Travaux d'élargissement

Xavier Dairaine, Jean-François Derais,
Patrice Schmitt

☛ P. 29

INFORMATIONS BRÈVES

Colloque « Maîtrise d'œuvre sur les chantiers d'ouvrages d'art »

Caroline Picot

☛ P. 36

Stages

☛ P.37

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

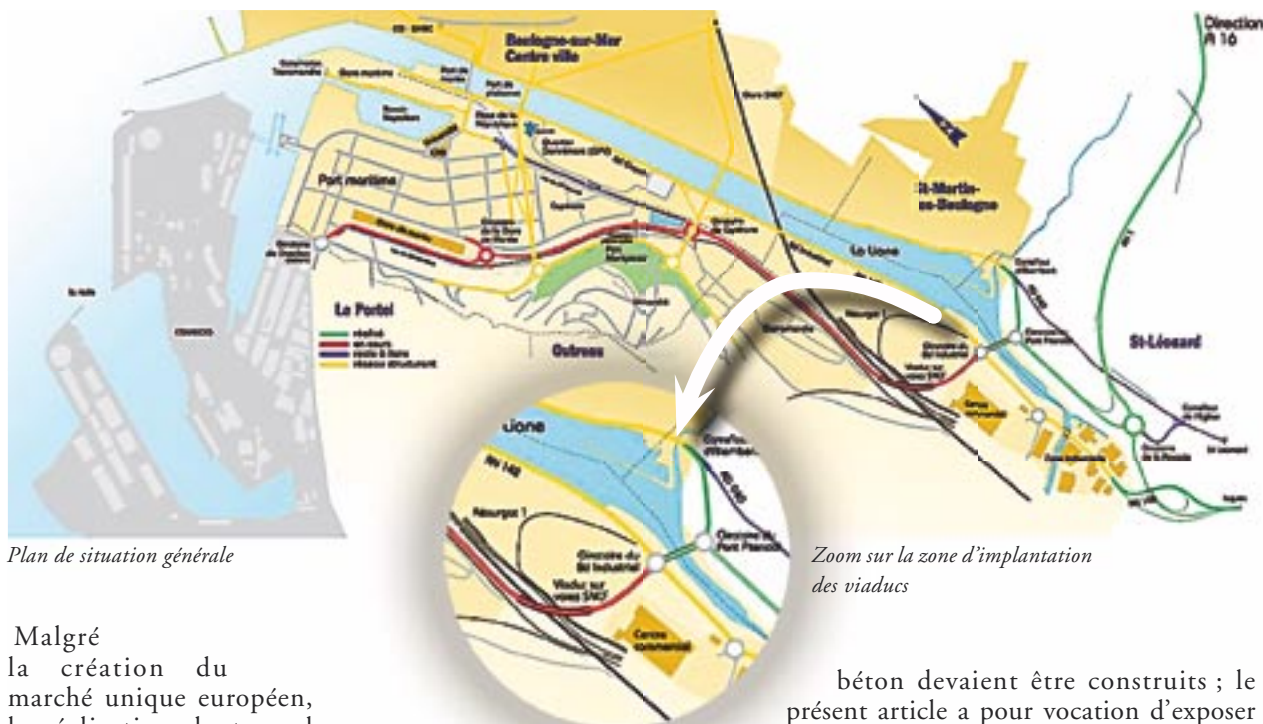
☛ P.38

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Hélène Abel-Michel, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Ferry Tavakoli (CETE de Lyon), Jean-Cristophe 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 : Caractère, 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2005

Liaison autoroute A 16

Port de Boulogne 2^{ème} section

Renaud Léglise



Plan de situation générale

Zoom sur la zone d'implantation des viaducs

Malgré la création du marché unique européen, la réalisation du tunnel sous la Manche et le développement des réseaux de communication TGV et autoroutiers, Boulogne demeurerait la seule des trois grandes villes du littoral (avec Calais et Dunkerque) dont le port n'était pas directement relié à un axe de circulation rapide, ce qui constituait un réel handicap pour l'évolution économique de l'agglomération.

En outre, il convenait de délester le centre-ville d'un important trafic poids lourds.

Ces considérations justifiaient la création d'une liaison routière rapide à 2 x 2 voies entre le port de Boulogne et l'autoroute A 16, a fortiori avec l'arrivée, depuis mai 2004, d'une liaison TransManche entre Douvres et Boulogne.

Une première section de cette liaison a été mise en service le 18 décembre 2003. La 2^{ème} section doit être mise en service fin 2005.

Dans le cadre de l'aménagement de cette 2^{ème} section, deux viaducs de type caisson mixte acier-

béton devaient être construits ; le présent article a pour vocation d'exposer quelques particularités de conception et de construction de ces ouvrages, qui méritent quelques développements.

Ces particularités sont les suivantes :

- franchissement d'un réseau de voies ferrées, assurant la liaison ferroviaire Paris-Boulogne, dont la densité a très fortement impacté l'implantation de l'ouvrage, les caractéristiques des piles et de leurs fondations, tout comme le choix de la structure de tablier elle-même,
- culées mixtes, pour lesquelles les fonctions de soutènement et d'appui ont été dissociées, le soutènement étant assuré par un mur en terre armée,
- nécessité de minimiser les tassements de fluage du sol à proximité des voies SNCF en exploitation, ce qui a conduit à fonder sur colonnes ballastées le remblai d'accès en terre armée,
- hourdis réalisé en dalle préfabriquée, connectée à la charpente en deuxième phase,
- lançage de l'ossature selon une méthode spécifique développée par le charpentier métallique.

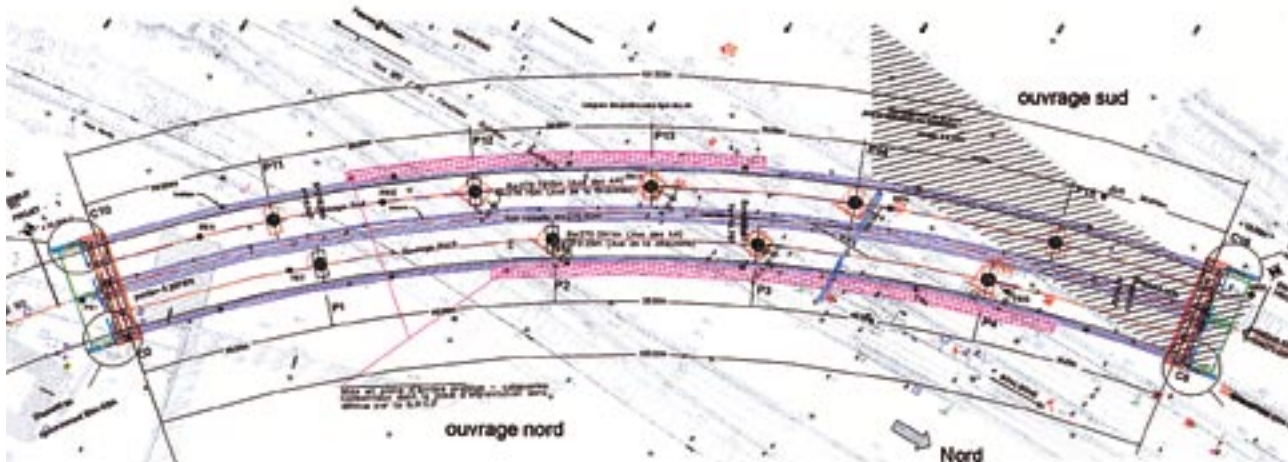
Choix de la structure / implantation de l'ouvrage

Les contraintes géométriques inhérentes à ce projet étaient très fortes, pour les raisons suivantes :

- important tirant d'air à dégager en vue du respect du gabarit SNCF, à savoir 6,50 m au dessus des voies ferrées,
- très fort encombrement des zones d'appuis dans le domaine SNCF,
- courbure prononcée du tracé en plan.

L'implantation des appuis et ce type de tablier permettent de réaliser des appuis rayonnants et droits. La mise en place de la charpente par lançage, sans aucun appui ni ouvrage provisoire encombrant le gabarit SNCF, permet de répondre aux exigences strictes édictées dans la notice particulière de sécurité ferroviaire, pièce faisant partie intégrante du DCE.

Vue en plan / implantation des viaducs



Le tracé en plan sur l'ouvrage s'inscrit en effet sur un rayon de 275 m à l'axe de la liaison. Ce rayon a été fixé après une étude géométrique précise prenant en compte l'évitement des obstacles (bâtiment), les raccordements aux extrémités, les possibilités d'appuis dans le faisceau SNCF et la volonté de garder sur l'ouvrage un rayon constant nécessaire à son lançage dans des conditions optimales de sécurité. Il est à noter que le tracé en plan de la liaison est d'une façon générale très contraint, à 0,50 m près ou moins, par les emprises disponibles dans cette zone industrielle et ferroviaire.

Exceptionnellement, compte tenu des exigences d'exécution et des contraintes géométriques, seule la solution de structure en caisson mixte a été retenue à l'issue de l'étude préliminaire d'ouvrage d'art non courant, une variante en béton n'étant pas économiquement envisageable dans le site.

Le caisson mixte constituait une bonne solution technique capable de s'adapter tout à la fois à un franchissement courbe, à la gamme de portée visée, à une faible emprise disponible pour les appuis et un élanement requis élevé.

Profil en travers

L'ouvrage est constitué de deux tabliers mécaniquement indépendants quasiment accolés, dont les chaussées sont séparées par un terre plein central (TPC) de 1,50 m (le mini-vide de 0,20 m entre les tabliers est couvert par un caillebotis).

Le profil en travers sur chaque ouvrage est défini comme suit, pour une largeur totale de tablier de 9,15 m :

- une chaussée de 7,00 m de largeur,
- une bande dérasée de gauche 0,50 m, bordée par une bordure de type GSS2 prolongeant le dispositif régnant en section courante,
- la rive droite du tablier est bordée par une barrière de sécurité BN4-16.

La chaussée est en dévers unique à 2,5 %, du fait de la courbure en plan.

Ce profil en travers déroge aux minima fixés par la circulaire du 29 août 1991 relative aux profils en travers sur ouvrages non courants. Les emprises disponibles ne permettaient pas de les respecter.

Caractéristiques de l'ouvrage

La répartition des travées est la suivante :

- ouvrage nord : 5 travées de 35 - 40 - 35 - 40 - 35 m, soit une longueur totale de 186,50 m (abouts de tablier de 0,75 m inclus),
- ouvrage sud : 6 travées de 29,80 - 35 - 30 - 35 - 35 - 26,70 m, soit une longueur totale de 193,00 m (abouts inclus).

Les principales caractéristiques du tablier sont les suivantes :

- hauteur du caisson métallique de 1,30 m, soit un élanement de 1/31 métal seul pour l'ouvrage nord et 1/27 pour l'ouvrage sud,
- épaisseur de la dalle béton constante égale à 0,25 m,
- entraxe des semelles supérieures du caisson de 5,00 m,
- largeur du fond de caisson de 3,60 m (soit une inclinaison des âmes à plus de 28°),
- largeurs d'encorbellement de la dalle de 2 m côté extérieur et 2,15 m côté TPC.

La charpente, dont les épaisseurs de semelles varient de 35 mm en travée à 55 mm en zone d'appui, est assez largement dimensionnée en regard des petites portées ; mais nous ne souhaitons pas optimiser au minimum les épaisseurs de tôles au risque d'entraîner des déformations locales lors des opérations de lancement.

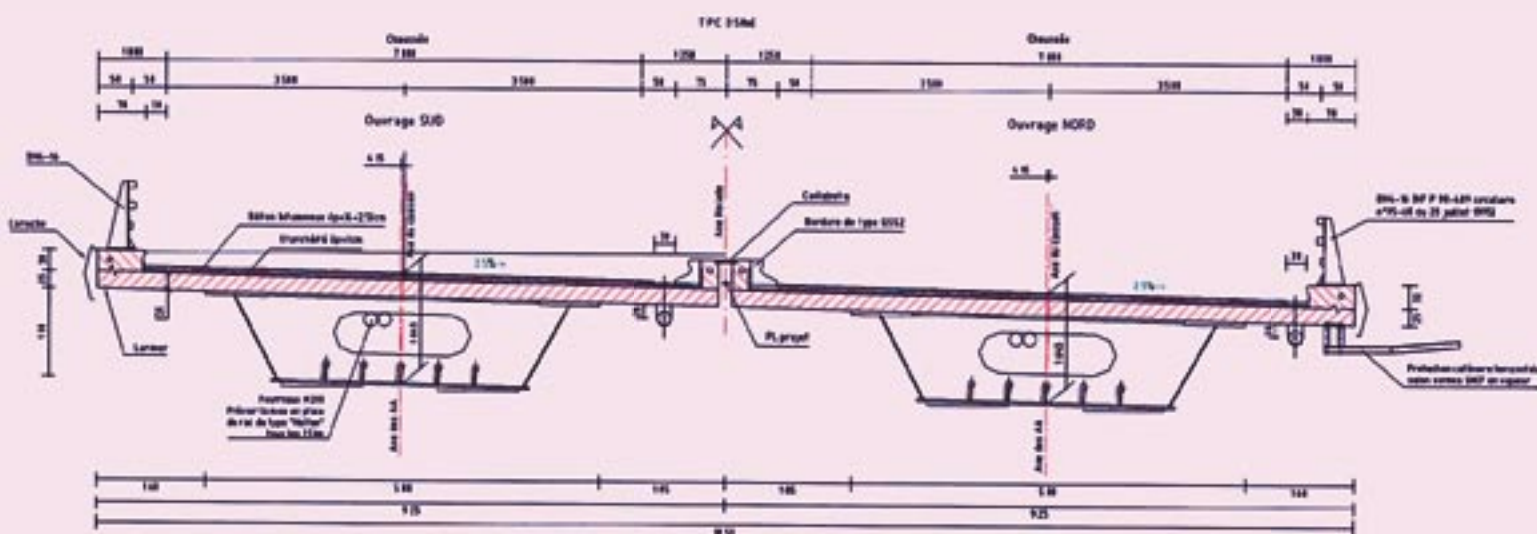
Piles

Les piles sont constituées d'un fût unique de diamètre 2,30 m surmonté d'un chevêtre en forme de marteau. Pour des motifs liés à la rapidité et à la sécurité d'exécution vis à vis de l'exploitation ferroviaire, les chevêtres des piles ont été préfabriqués (photo 1). Chaque pile est fondée sur un pieu unique de diamètre 2,00 m d'environ 25 m de longueur. La disposition choisie en pieu unique n'est certes pas courante mais s'imposait en égard aux contraintes géométriques très fortes qui nécessitaient de minimiser l'emprise du chantier de fondations (et non par rapport à des contraintes géotechniques).

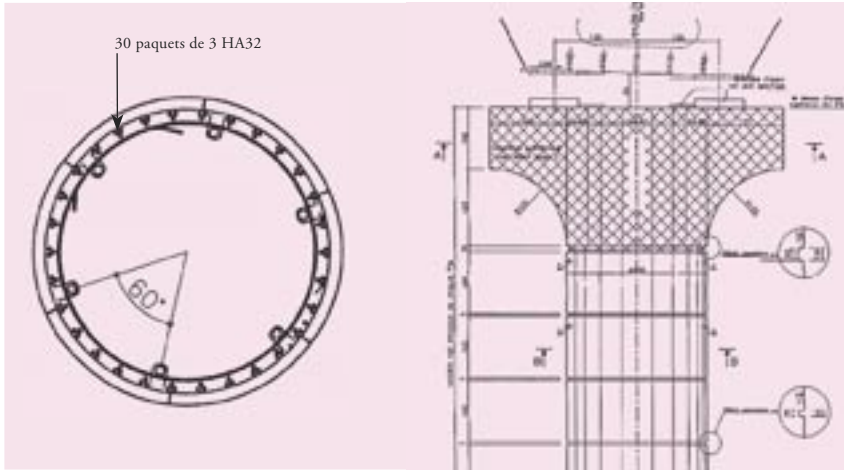
Cette disposition entraîne naturellement un taux de ferrailage assez considérable dans les pieux (ce que nous attendions et avait donc justifié le choix du diamètre 2000 mm...) : selon les piles, le taux de ferrailage des pieux varie de 1,1 % à 2,3 % (pour un pieu isolé, soit 30 paquets de 3 HA32), la majorité des pieux présentant un taux de ferrailage de 1,5 à 2 %.

Culées

L'emprise disponible ne permettait pas d'envisager une culée classique en tête de remblai avec talus. Par ailleurs, un mur de front posait des difficultés techniques de conception telles que l'apparition de frottements négatifs et de poussées latérales sur les pieux dues au fluage ou encore des difficultés



Profil en travers



Extrait du plan d'exécution du ferrailage du pieu sur P1

Élévation type d'une pile

Chevêtres préfabriqués

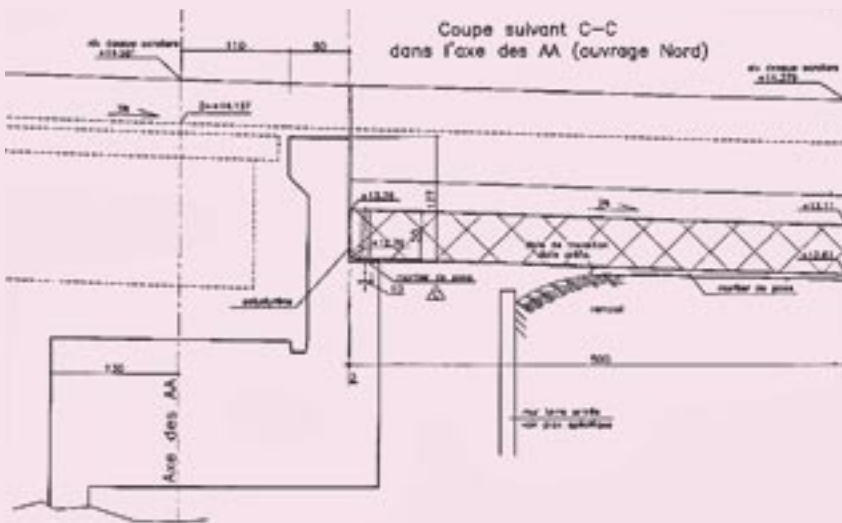
de phasage et d'exploitation ultérieure du fait de tassements résiduels.

Le projet attachait une importance toute particulière à la conception des culées et des remblais d'accès afin de minimiser tout problème ultérieur lié aux tassements, tant au niveau des chaussées que des voies SNCF situées à proximité immédiate des remblais d'accès. Ces remblais d'accès sont réalisés selon la technique terre armée et comportent des murs d'extrémité - eux-mêmes en terre armée - permettant de dissocier mécaniquement les culées des remblais d'accès. Le pontage entre les culées et les remblais est assuré par une dalle de transition renforcée.

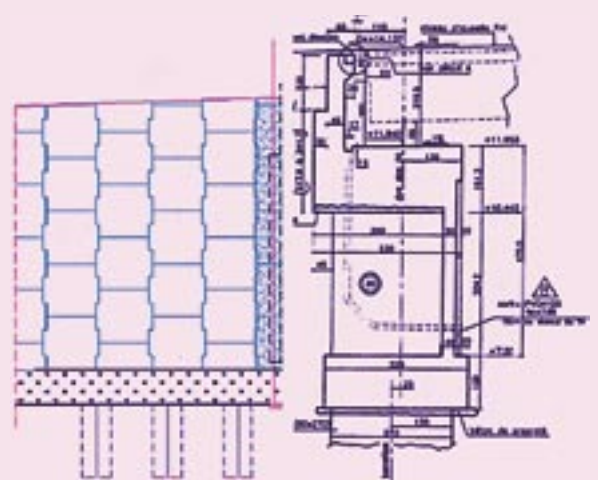
En outre, un renforcement des sols par colonnes ballastées a été prévu, pour la partie la plus haute des

murs, afin de diminuer les tassements à l'approche de l'ouvrage et des voies SNCF (effet de fluage du sol). Plus de 900 colonnes ballastées de 0,70 m de diamètre et d'environ 10 m de profondeur ont été réalisées sur une période de 25 jours, en deux postes (dont 13 nuits). En revanche, nous n'avons pas jugé utile - car d'un coût trop élevé -, le traitement par colonnes ballastées de l'ensemble du remblai : des tassements se produiront mais ne devront pas causer de difficultés d'exploitation de la rocade du fait de la progressivité introduite par les colonnes ballastées jusqu'aux culées.

Chaque culée est constituée de trois colonnes portant un chevêtre et est fondée sur trois barrettes rectangulaires de dimensions 2700 x 800 mm.



Dalle de transition (pontage)



Culée dissociant fonctions de portance et de soutènement

Dalle préfabriquée du tablier

Compte tenu d'une part de la faible hauteur du caisson rendant difficile la réalisation d'un coffrage traditionnel et afin d'éviter d'autre part les problèmes de manutention et de sécurité qu'engendrerait l'évolution d'un équipage mobile au droit des infrastructures ferroviaires, au dessus desquelles les contraintes imposées au chantier sont très fortes, une solution en dalle préfabriquée a été retenue au projet et imposée au DCE.

Au niveau du DCE, une latitude était laissée aux entreprises en termes de propositions sur la méthode de pose des éléments de dalles (grue de petite taille roulant sur le tablier, engins évoluant sur des rails de guidage latéral...).

Afin de réduire les difficultés de manutention des dalles préfabriquées, l'espacement des diaphragmes a exceptionnellement été réduit à 2,50 m : dans ces conditions, le poids maximal des dalles n'excédait pas treize tonnes et les éléments restaient facilement manipulables. Les dalles devaient être préfabriquées en pleine largeur, un clavage longitudinal étant proscrit

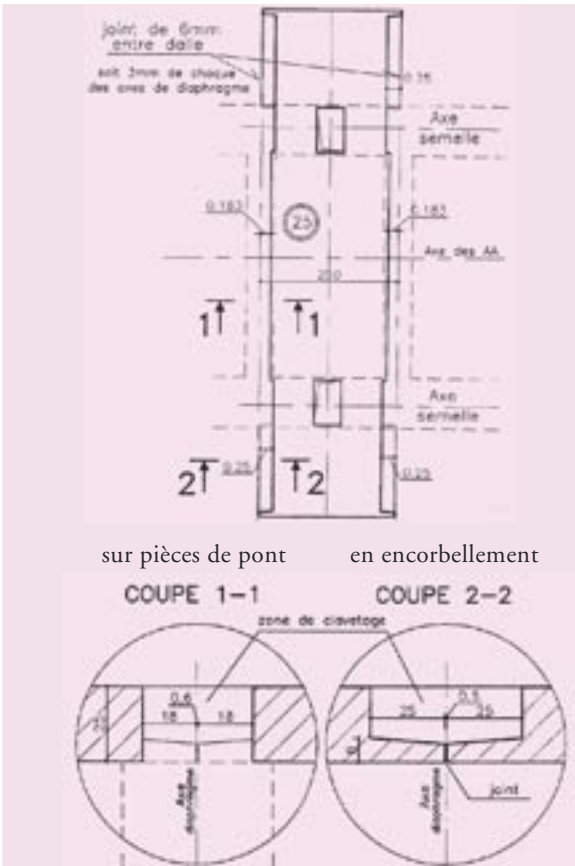
(celui-ci ne se justifiant de toute façon pas pour une largeur de tablier modeste).

La pose des dalles a été effectuée par l'entreprise selon la méthode suivante : une grue à chenilles prenait en charge un élément de dalle, sur une zone aménagée à l'arrière des culées, et l'acheminait à pied d'œuvre en roulant sur la portion de tablier préalablement réalisée à l'avancement, jusqu'à ce qu'un chariot le récupère pour aller le positionner à son emplacement définitif. Ce chariot roulait également sur le tablier en étant guidé latéralement par des profilés métalliques, le guidage des dalles au cours de la pose au dessus des voies SNCF constituant l'une des exigences fortes imposées au DCE. En outre, la notice particulière de sécurité ferroviaire prévoyait que les engins de chantier présentant un risque de renversement sur les voies ne pouvaient être utilisés qu'en période d'interdiction de circulation ferroviaire et de coupure caténaïres ; c'est pourquoi ces opérations ont généralement eu lieu la nuit et le week-end.

Par rapport au projet qui prévoyait que le clavage soit effectué après pose de toutes les dalles sur la charpente, le bureau d'études avait proposé dès le démarrage des études d'exécution une adaptation consistant à claver les dalles après pose d'une travée complète



Dalle préfabriquée en cours de pose avec chariot



Géométrie des dalles préfabriquées

et amorce de la suivante. Cette disposition s'avérait sans conséquence sur la répartition des matières et présentait une sécurité accrue vis à vis des circulations d'engins sur le tablier en vue de la pose des dalles suivantes. En outre, elle continuait d'assurer que la pose des éléments suivants ne crée pas de déformations et de contraintes excessives dans la partie connectée, afin de limiter au maximum les tractions dans les zones sur piles en phase de construction.

Le projet ne prévoyait pas pour la charpente de console sous les encorbellements de dalle ; la zone de clavage devait être coffrée par le dessous. L'entreprise a proposé la disposition suivante, qui est l'une des solutions présentées dans le Bulletin Ponts Métalliques n° 15 de l'OTUA, toutefois avec des réserves.

Ce procédé, s'il présente l'avantage d'être auto-coffrant, ne permet cependant de garantir la continuité des armatures inférieures qu'avec un excentrement réduit. En outre, la mise en place du ferrailage transversal à l'intérieur d'un ferrailage longitudinal déjà très dense s'avère très délicate et requiert un phasage complexe et long. Avec ce retour d'expérience, nous considérons qu'il est préférable d'avoir recours à des consoles métalliques pour appuyer les dalles en encorbellement, ce qui permet de simplifier grandement le coffrage des éléments préfabriqués de hauteur constante.

Naturellement, pour assurer l'étanchéité de la liaison entre les membrures des poutres principales et les éléments de dalle préfabriqués, les dalles ont été posées sur des joints comprimés mis en œuvre sur les bords de la semelle supérieure et l'interface a été injectée au coulis de ciment.

Le béton de clavage est un béton spécial à retrait limité qui a fait l'objet d'une étude de formulation très poussée. L'objectif quantitatif consistait à viser un retrait effectif sur site de l'ordre de 1.10^{-4} . Le rapport du LRPC de Lille relatif aux résultats des essais normalisés de retrait fait état d'un retrait normalisé de $189 \mu\text{m/m}$, ce qui constitue un excellent résultat

eu égard aux conditions imposées par l'essai, à savoir hygrométrie à 50 %, absence d'armatures,...

Ce résultat s'est avéré meilleur que celui qui avait été obtenu pour les ouvrages du boulevard périphérique Est de Lille, pour lesquels les mesures sur site avaient pourtant ensuite donné $100 \mu\text{m/m}$ dans les conditions ambiantes, ce qui correspond au critère recherché. Ce béton spécial a été utilisé pour le clavage des éléments de dalle et le bétonnage des poches réservées pour la post-connexion à la charpente.

Le retrait résiduel de dessiccation restant à effectuer par les dalles préfabriquées a été calculé sur une hypothèse de trois mois d'âge moyen pour le béton au moment du clavage. A cet âge, le béton a déjà effectué 45% de son retrait de dessiccation : le retrait résiduel n'est alors plus que de $110 \mu\text{m/m}$, ce qui est tout à fait compatible avec le retrait du béton de clavage, limitant ainsi en outre les éventuels problèmes de retrait différentiel entre des bétons d'âges différents.

Un avantage subsidiaire de la préfabrication des dalles, outre l'amélioration de leur qualité intrinsèque, consiste par ailleurs en l'élimination du retrait au jeune âge (d'origine endogène et thermique) dont l'on sait que les effets se dissipent au delà d'une trentaine de jours. L'âge moyen des dalles au moment du clavage étant, comme précisé ci-dessus, de trois mois, nous n'avons pas eu à considérer le retrait au jeune âge dans le calcul à court terme du tablier.

Il est à noter que le contreventement, mis en place de façon classique pour assurer la stabilisation du caisson lors des phases de lancement et de pose des dalles, n'a pas été démonté à la demande de l'entreprise. En effet, la faible hauteur du caisson aurait rendu très long et particulièrement difficile le démontage dans un espace exigü ; cette proposition a été acceptée dans la mesure où la protection anti-corrosion de ce contreventement a été imposée au même titre que la protection de la charpente.



Zones de clavage (ferrailage en cours) et fenêtres de connexion



Lançage de la charpente

Chaque tablier a fait l'objet de trois lançages successifs, les emprises disponibles ne permettant pas d'assembler l'intégralité de la charpente à l'arrière de la culée.

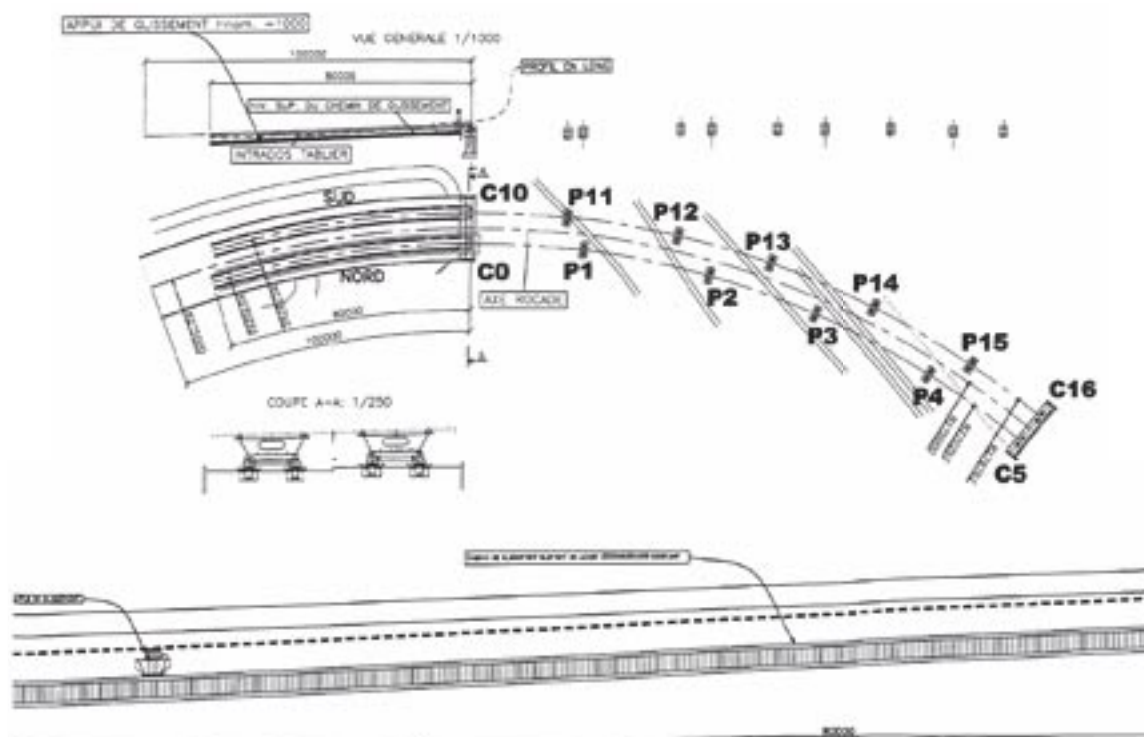
Le système de lançage utilisé, décrit ci-après, a été conçu par le charpentier métallique. Des longrines en béton armé sont réalisées par l'entreprise de génie civil en apportant un soin tout particulier au respect des cotes de nivellement déterminées par le bureau d'études d'exécution lors des études de lançage de la charpente métallique.

Ces longrines, faisant office de chemin de glissement sont profilées en plan dans le prolongement de l'axe de l'ouvrage à lancer et donc avec un rayon de courbure identique à l'ouvrage. Elles sont revêtues d'une feuille en inox afin de minimiser les frottements sur les appuis glissants provisoires mis en place sur les longrines. Ces appuis provisoires, métalliques, glissent sur les feuilles inox par l'intermédiaire d'un appareil d'appui en caoutchouc fretté muni sur sa face inférieure d'un revêtement en PTFE (Téflon®).

Un chariot, équipé de vérins pousseurs, est solidarisé à l'arrière du tronçon de charpente à lancer. L'ossature métallique avance alors sur les longrines par l'intermédiaire des appuis provisoires glissant sur le chemin de glissement et s'appuie sur les piles et la culée de départ à l'aide de balançoires.



Appui provisoire glissant sur longrine de lançage



Longrines de lançage – chemins de glissement



Chariot et vérins de poussage

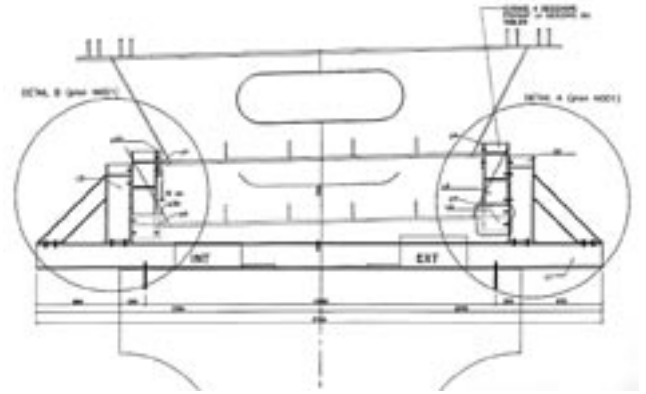


Le phasage de lancement est le suivant :

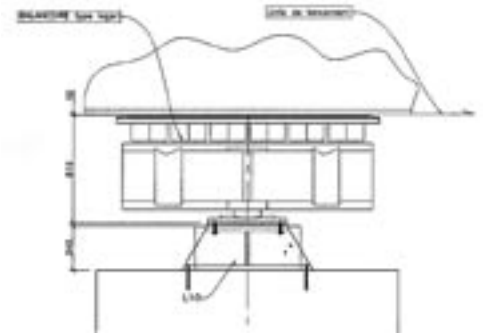
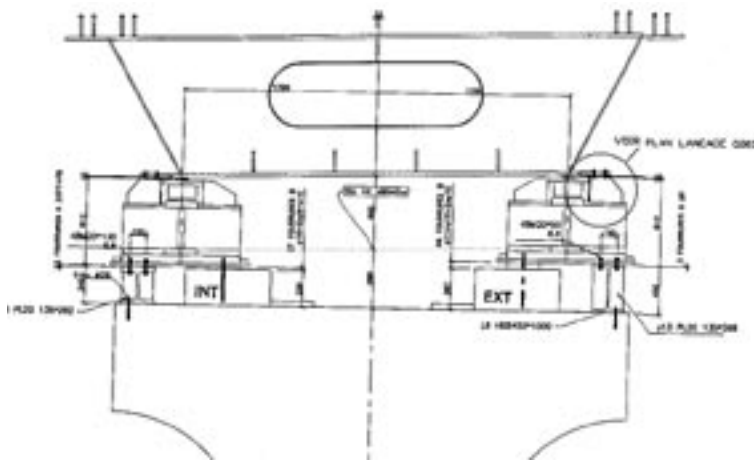
- mise en place d'une goupille au niveau du chariot pousseur, à l'arrière des vérins, afin que le chariot soit maintenu au niveau du banc de lancement et que les vérins puissent se déployer, imprimant le mouvement au tablier libre à l'avant,
- en fin de course des vérins, mise en place de la goupille côté charpente, extraction de la goupille au niveau du chariot, afin que les vérins puissent se rétracter avec l'avancée du chariot libéré,

- extraction de la goupille côté charpente, mise en place de la goupille au niveau du chariot, et démarrage d'un nouveau cycle de lancement...





Système de guidage latéral



Balancoires



Avant-bec



Balancoire et guidage latéral sur pile

A noter que la note de calculs de lancement prévoyait, pour quelques phases avant, et, dans une moindre mesure, après accostage sur P4, un décollement sur l'appareil d'appui provisoire sur P2 situé du côté intérieur de la courbure. Une phase, correspondant à un pas d'avancement de 1,25 m (la moitié de l'entraxe des

diaphragmes) donnait en particulier un soulèvement théorique sur les deux appareils d'appui provisoires sur P2. La valeur calculée de ces soulèvements n'excédait pas 10 mm pour l'appareil d'appui intérieur et 1 mm pour l'appareil d'appui extérieur.





Conclusion

La conception et la construction de cet ouvrage, sans être exceptionnelles, comportaient suffisamment de particularités techniques pour conférer à cette opération un attrait spécifique, aussi bien pour les bureaux d'études que pour la maîtrise d'œuvre ou les entreprises. En effet, les contraintes imposées au chantier, prises en compte suffisamment en amont au stade des études de projet, ont orienté celles-ci vers des choix techniques variés et complémentaires, voire inhabituels pour certains d'entre eux, tant au niveau des appuis et de leurs fondations qu'au niveau de la structure de tablier (fondation du remblai terre armée sur colonnes ballastées, dissociation des culées vis à vis des remblais d'accès, fondation des piles sur pieu unique, dalle préfabriquée mise en place sur la charpente par des engins de pose spécifiques, ...). Rappelons également que la solution de caisson mixte acier-béton avait été jugée comme la seule capable de répondre à l'ensemble des exigences du programme élaboré au stade de l'étude préliminaire.

Le chantier s'est déroulé sans incident ni problème technique notable, à l'exception de défauts d'exécution sur certaines zones de remblai en terre armée qui ont dû être reprises. Il est cependant à noter que la mise au point de la méthode de pose et la conception des engins de pose des éléments de dalle préfabriqués ont constitué les principales difficultés pour l'entreprise. On peut sur ce sujet regretter que le DCE n'ait pas permis d'ouvrir la possibilité à la technique de dalle poussée.

A l'heure où cet article paraît, les travaux du viaduc sont terminés et la mise en service de l'intégralité de la 2^{ème} section de la liaison A16 – port de Boulogne est proche puisqu'elle est prévue pour fin septembre – début octobre 2005 ■

Crédit photos : DOA du CETE Nord-Picardie - Plans d'exécution : bureau d'études interne de NORPAC et de VICTOR BUYCK STEEL CONSTRUCTION NV.

Intervenants principaux

Maîtrise d'ouvrage : État / Ministère de l'Équipement

Maîtrise d'œuvre : DDE du Pas-de-Calais / SGT / ETN 2 Boulogne

Travaux :

- génie civil : NORPAC (mandataire)
- charpente métallique : VICTOR BUYCK STEEL CONSTRUCTION NV
- colonnes ballastées : KELLER
- terre armée : SEMEN TP

Études d'exécution :

- génie civil : BET NORPAC
- métal : INGEROP Paris
- contrôle : CETE Nord-Picardie / DOA + LRPC Lille



Quantités principales

Délai : 30 mois, à compter de novembre 2002

Coût : 9 M€ TTC (59 MF TTC), soit un ratio de 2600 € TTC/m² (17000 F TTC/m²) – viaducs seuls, hors coût du remblai terre armée sur colonnes ballastées

Charpente acier : 860 tonnes (soit environ 2,3 t/ml)

Hourdis :

- béton : 860 m³
- aciers passifs : 285 kg/m³

Flexion locale dans les hourdis de pont

Daniel Le Faucheur

Introduction

Le remplacement des charges du fascicule 61 titre 2 par celles de l'Eurocode 1 ne permet plus l'utilisation du Bulletin Technique n°1 (BT1). La question du remplacement de ce document était posée depuis plusieurs années, mais une réflexion sur ce sujet devenait urgente du fait de ce changement réglementaire.

Durant les 30 dernières années, la puissance des ordinateurs s'est considérablement accrue et la méthode des éléments finis qui a fait des progrès très importants est de plus en plus utilisée par les bureaux d'études. En outre de nouveaux logiciels permettant de déplacer les charges sur une surface d'influence et de rechercher les positions les plus défavorables ont été mis au point au Sétra, pour effectuer les tests relatifs à l'Eurocode 1. Dans ce contexte, il est donc

intéressant d'essayer d'automatiser l'étude des flexions locales en calculant les surfaces d'influence au moyen d'un logiciel utilisant la méthode des éléments finis. Le présent article va donc indiquer comment l'on peut générer ces surfaces d'influence.

Lorsque l'on utilise un programme aux éléments finis la forme de la section transversale devient quelconque, les variations d'épaisseur de la dalle peuvent alors être correctement prises en compte et il n'est plus nécessaire d'utiliser le principe de superposition. Il convient d'ajouter que toutes les augmentations locales de rigidité (pièces de pont, voile déviateur, élément rigide d'about ..) peuvent être modélisées. On verra aussi que l'on peut obtenir directement le torseur des efforts dans plusieurs éléments et obtenir ainsi les efforts dans une pièce de pont avec la largeur participante de la dalle, sans avoir à sommer des efforts exprimés dans des référentiels différents (nervure, dalle). Cette grande souplesse est un atout très important pour l'utilisation de la méthode des éléments finis.

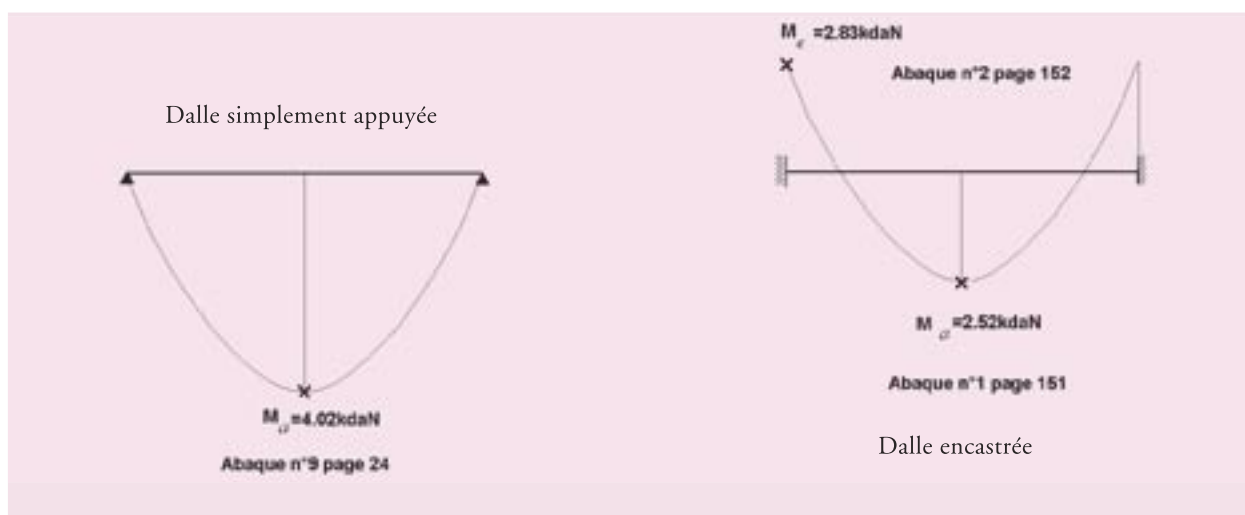


Figure 1 : BT1 charge Bc sur une bande infinie de largeur 4 m ($E=0,14$)

Il est aussi utile de rappeler que l'utilisation du principe de superposition décrit dans le BT1 conduit à des approximations qui peuvent être importantes. En effet, en réinjectant dans un calcul en cadre, les efforts sur les lignes d'encastrement de la plaque, on utilise à la fois des calculs qui prennent en compte l'effet plaque (abaques) et d'autres qui ne prennent pas en compte cet effet plaque (calcul en cadre à 2 dimensions). Cette façon de procéder qui reste consommatrice en temps d'ingénieur conduit à surestimer les moments transversaux au milieu des dalles.

Pour les caissons, la surestimation est d'autant plus grande que l'on s'écarte de l'encastrement parfait, ce qui est normal car pour une plaque encadrée sur ses bords, la somme des valeurs absolues du moment transversal au centre et du moment d'encastrement concomitant est beaucoup plus importante que le moment au centre dans la même plaque simplement appuyée sur ses bords (fig. 1 : $4,02 < 2,52 + 2,83 = 5,35$). Par exemple avec des âmes plissées l'encastrement devient faible et la prise en compte de cet encastrement pour réduire le moment au centre conduit souvent tous calculs faits à un moment transversal plus important que dans la plaque simplement appuyée sur ces bords.

La prise en compte des goussets et de l'épaisseur des âmes pose des difficultés, car aux bords de la plaque il faut introduire tous les efforts, le moment concomitant d'encastrement est certes fourni par les abaques, mais l'effort tranchant n'est pas indiqué dans les abaques, ce qui conduit à faire une hypothèse sur la largeur de diffusion.

Pour les dalles de pont mixte simplement appuyées sur les poutres, il suffit de regarder les abaques de Homberg, pour être convaincu que l'on n'obtient pas le moment sur la poutre en considérant uniquement la partie en console que l'on suppose encadrée au-dessus de la poutre.

Principe du calcul

La méthode ci-après est probablement connue des spécialistes développant les programmes aux éléments finis, mais pas des ingénieurs devant calculer les ouvrages. La présentation sera donc orientée vers l'utilisation pratique.

Élément de plaque

On recherche la surface d'influence du moment M_{xx} sur l'élément P1 rectangulaire de dimension $h \times k$ (h suivant x et k suivant y) (fig. 2).

Dans un premier cas de charge on applique une déformation imposée à cet élément :

$$\begin{aligned}\partial_{xx}^2 w &= \frac{1}{hk} \\ \partial_{yy}^2 w &= 0\end{aligned}$$

Ce cas de charge donne une flèche w_2 au point P2.

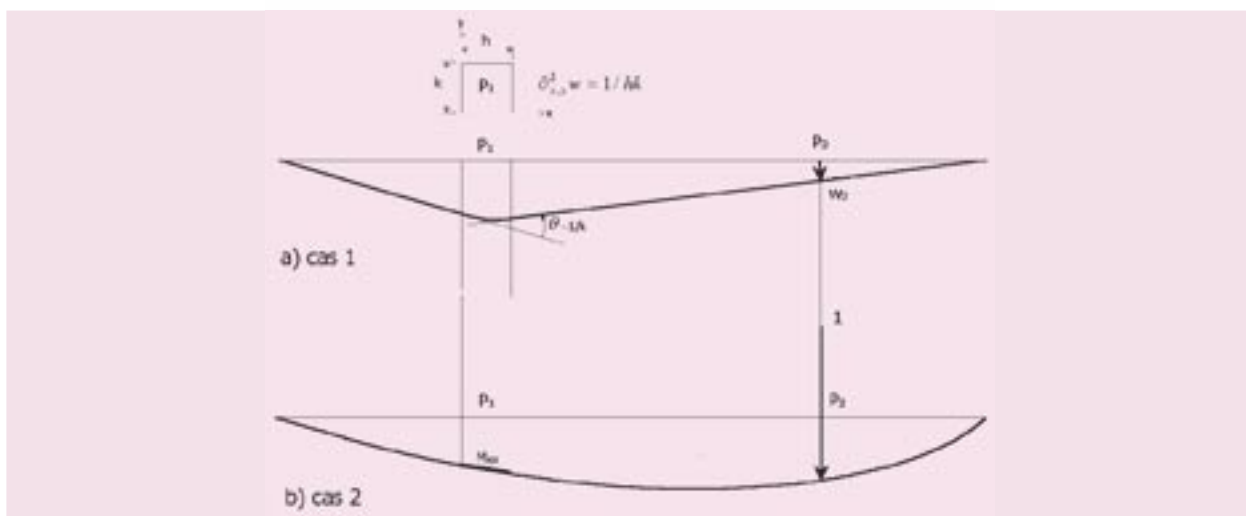


Figure 2 : réciprocité

Dans un second cas de charge on applique une charge unité normale à la plaque au point P2, et on étudie le moment M_{xx} dans l'élément P1.

Le théorème de réciprocité (Colonnetti) donne

$$\iint_{P_1} M_{xx} \partial_{xx}^2 w dx dy = w_2 \quad \text{car } \partial_{yy}^2 w = 0 \text{ et } \partial_{yy}^2 w = 0$$

On peut aussi utiliser le théorème des travaux virtuels.

Soit \bar{M}_{xx} la valeur moyenne du moment sur cet élément. La relation ci-dessus peut alors s'écrire

$$\bar{M}_{xx} \frac{1}{hk} hk = \bar{M}_{xx} = w_2$$

w_2 représente donc la surface d'influence de la valeur moyenne du moment M_{xx} sur la surface de l'élément P1.

La génération du premier chargement, qui est une déformation imposée de type gradient thermique mais dans une seule direction, est très facile si ce cas de charge est prévu dans le programme aux éléments finis. Si le programme n'envisage pas ce cas de charge il suffit d'appliquer aux frontières de l'élément de rigidité $D (D = EI / (1 - \nu^2))$ des couples créant cette déformation imposée sur l'élément isolé (effet isostatique)

$$M_{xx} = D (\partial_{xx}^2 w + \nu \partial_{yy}^2 w) = D \frac{1}{hk}$$

$$M_{yy} = D (\nu \partial_{xx}^2 w + \partial_{yy}^2 w) = D \frac{\nu}{hk}$$

Ces couples (fig. 3) sont concentrés aux nœuds, sur un côté la répartition entre les nœuds dépend du type de l'élément ($1/2, 1/2$ pour les éléments à 4 nœuds; $1/6, 4/6$ et $1/6$ pour les éléments à 8 nœuds) :

- sur les bords parallèles à OY de longueur k , 2 couples d'axe OY d'intensité globale $+ et - \frac{D}{h}$ répartis sur les nœuds des bords transversaux,
- sur les bords parallèles à OX de longueur h , 2 couples d'axe OX d'intensité globale $+ et - \frac{D\nu}{k}$ répartis sur les nœuds des bords longitudinaux.

Le même raisonnement peut être utilisé pour le calcul de M_{yy} .

Le moment de torsion agit suivant les deux directions et la déformation imposée sur l'élément est $\partial_{xy}^2 w = 1 / (2hk)$. Cette déformation peut être obtenue par les couples perpendiculaires aux frontières créant le moment de torsion $D(1-\nu)/2hk$ sur l'élément isolé (effet isostatique), la figure 4a indique leur résultante sur chaque coté. Ces couples

peuvent être remplacés de façon plus grossière par 4 forces normales à la plaque d'intensité $+ et - \frac{D(1-\nu)}{hk}$ appliquées aux 4 coins (fig. 4b).

Pour obtenir la meilleure précision et évidemment éviter les erreurs il est toujours préférable de générer le chargement au moyen de déformations imposées si le programme le permet. On évite d'avoir à répartir les actions entre les nœuds et cette répartition dépend du type de l'élément. Nous avons contrôlé avec une précision de 6 chiffres significatifs (précision courante de stockage des réels) la réciprocité, on obtient donc bien la valeur moyenne du moment par unité de longueur sur la surface de l'élément comme indiqué dans la démonstration ci-dessus.

Localement, au droit de l'élément, la forme de la surface d'influence dépend de la taille de l'élément, la pointe s'accroît lorsque la taille de l'élément diminue, elle devient théoriquement infinie pour un élément de taille nulle. Cette valeur ponctuelle théoriquement infinie ne présente pas d'intérêt, on choisira donc la taille de l'élément en fonction de la surface d'impact des charges et de l'épaisseur de l'élément.

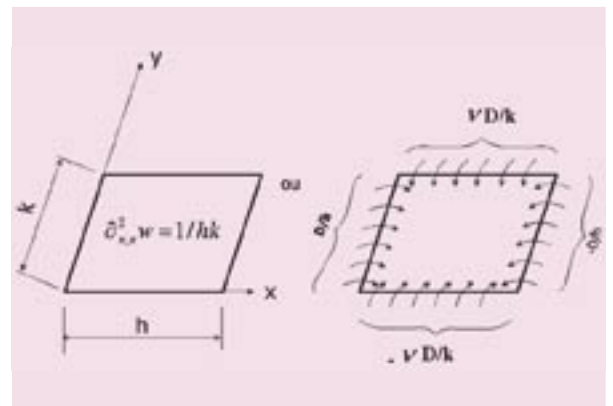


Figure 3 : chargement unité donnant la surface d'influence du moment M_{xx}

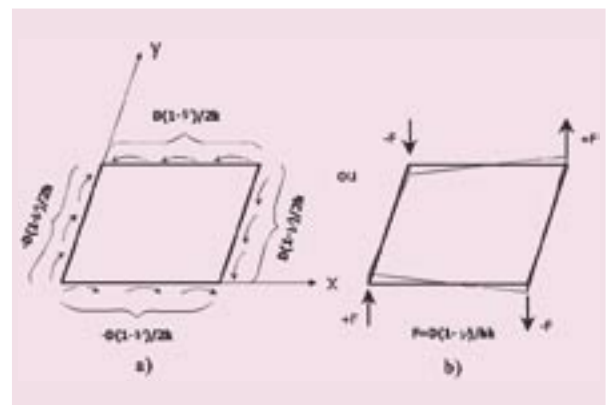


Figure 4 : chargement unité donnant la surface d'influence du moment de torsion M_{xy}

Ensemble d'éléments et généralisation de la méthode

La justification des éléments en béton armé ou mixte n'est pas basée sur la limitation des contraintes, mais sur la vérification de la section fissurée sous l'action des torseurs fournis par un calcul général, utilisant des sections non fissurées. Par exemple, pour une pièce de pont il est nécessaire de sommer les torseurs agissant sur les différents éléments de la nervure et de la largeur participante de la dalle. Pour réaliser cette sommation, les différents torseurs doivent bien évidemment être exprimés dans un même référentiel ramené au centre de gravité de la section totale, et de plus ils doivent être concomitants. Le principe de réciprocité va nous permettre d'obtenir directement ce résultat alors que la sommation des différents efforts est très pénible à réaliser.

Nous considérons donc une tranche de la poutre en T de centre de gravité G et d'inertie I ayant un seul élément suivant sa longueur l (fig. 5). Sur cette poutre nous appliquons une courbure d'intensité 1/l, chaque élément de la section sera donc soumis à cette courbure 1/l et à une déformation uniforme qui dépend de sa distance au centre de gravité de la section totale.

Ce chargement crée une déformation imposée d'intensité globale unité (cassure angulaire unité répartie sur la longueur de l'élément) on obtiendra donc bien la surface d'influence du moment fléchissant dans la pièce de pont, mais comme précédemment il s'agit de la valeur moyenne du moment sur la longueur l.

Si le programme ne contient pas ces déformations imposées, il convient d'appliquer les efforts correspondants aux différents nœuds de la tranche. Une surface s'étant affectée à chaque nœud d'excentricité y on calcule alors l'effort axial correspondant :

allongement $\epsilon = \frac{y}{l}$ contrainte $\sigma = E \frac{y}{l}$

force au nœud $F = \pm s E \frac{y}{l}$

Il convient d'ajouter les couples correspondants à la courbure (voir paragraphe précédent) pour obtenir l'effort global. On doit contrôler que l'on respecte bien le théorème de Huyghens pour le calcul de l'inertie. Dans ce cas le coefficient de Poisson a une influence relativement faible, car l'inertie de la dalle seule est faible par rapport à l'inertie totale, on peut souvent négliger son effet.

Efforts sur la frontière d'un élément

Pour obtenir le moment sur le bord de l'élément, donc sur un segment au lieu d'une surface, nous avons

pensé raisonner de façon analogue : appliquer une déformation imposée correspondant à une rotation unité divisée par la longueur du segment à une extrémité l'autre extrémité étant encastree. Dans la formulation poutre, la courbure varie linéairement de $\partial^2_{xx} w = \frac{4}{hk}$ à l'origine A, à $\partial^2_{xx} w = -\frac{2}{hk}$ à l'extrémité B. On remarque que le barycentre de cette courbure est situé à l'origine et que la valeur moyenne est la même que précédemment (Fig. 6).

Comme précédemment on calcule :

$\iint_{\Omega} M_{xx} \partial^3_{xxx} w dx dy = w_2$, en supposant que le moment varie linéairement de M_A sur le bord A et M_B sur le bord B. On obtient :

$$\left[\frac{1}{6} M_A \frac{4}{hk} + \frac{4}{6} \left(\frac{M_A + M_B}{2} \right) \frac{1}{hk} + \frac{1}{6} M_B \frac{-2}{hk} \right] hk = M_A$$

Cette écriture utilise la formule de Simpson pour l'intégration, ce point est à adapter en fonction du type de l'élément utilisé.

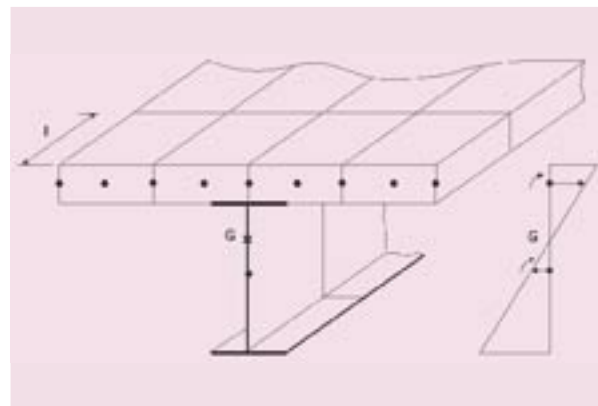


Figure 5 : ensemble d'éléments

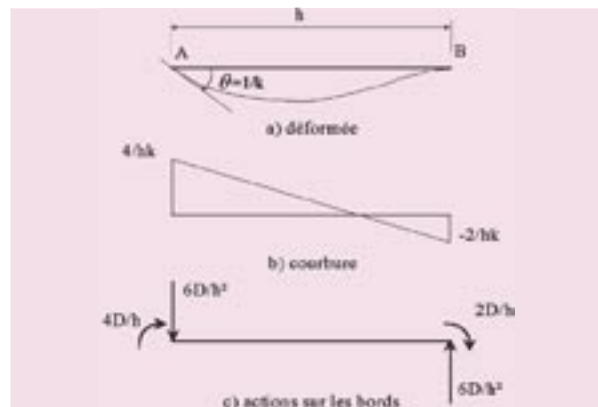


Figure 6

La déformation imposée est remplacée par les charges aux nœuds qui créent cette déformation sur l'élément isolé :

- sur le bord origine A des couples d'axe OY dont l'intensité globale est $\frac{4D}{h}$ et un effort vertical $-\frac{6D}{h^2}$,
- sur le bord extrémité B des couples d'axe OY dont l'intensité globale est $-\frac{2D}{h}$ et un effort vertical $+\frac{6D}{h^2}$,

Les couples exercés sur les bords longitudinaux compensent la déformation due au coefficient de Poisson $M_{yy} = -\nu M_{xx}$, soit par exemple pour des éléments à 8 nœuds :

$$\begin{aligned} \pm \frac{1}{6} \frac{4\nu D}{k} & \text{ au droit de la cassure angulaire,} \\ \pm \frac{4}{6} \frac{\nu D}{k} & \text{ au point milieu,} \\ \pm \frac{1}{6} \frac{-2\nu D}{k} & \text{ à l'autre extrémité.} \end{aligned}$$

La formulation ci-dessus n'est pas parfaite du point de vue théorique, car elle introduit des formules valables pour les poutres dans une modélisation plaque, l'application pratique a été décevante, la surface d'influence n'a pas la régularité souhaitée. Le moment sur le bord de l'élément ne peut être calculé de façon simple, pour l'obtenir il faut donc calculer le moment moyen sur une rangée de plusieurs éléments et procéder par extrapolation (ou interpolation), en supposant que la valeur au centre de l'élément est égale à la valeur moyenne calculée.

Application

La présente méthode de calcul peut être utilisée de deux façons différentes :

- un logiciel récupère les surfaces d'influence, recherche la position la plus défavorable des charges et effectue les intégrations sur les surfaces d'impact.
- le programme aux éléments finis trace les surfaces d'influence sous forme de ligne de niveau, et fournit donc des abaques pour la structure étudiée. Il ne reste plus qu'à placer les charges et à effectuer manuellement les intégrations, comme on le fait avec les abaques de Pücher ou de Homberg.

Il convient d'abord de choisir sur quelle longueur on estimera la valeur moyenne du moment fléchissant et de préciser la taille des zones chargées :

- dans le BPEL (§9.2.4) et dans l'Eurocode 1 partie 2 (§4.3.6) les surfaces chargées sont définies de façon analogue, avec un étalement à 45 degrés de la charge jusqu'au plan moyen de la dalle, on note seulement que, dans le revêtement de chaussée, le BPEL limite la pente de l'étalement à $\frac{3}{4}$.
- le BPEL précise (§9.3.2) que pour le calcul des moments locaux on utilise la valeur moyenne du moment sur une largeur égale à deux fois l'épaisseur de la dalle (il s'agit bien évidemment d'un segment et non d'une surface), par contre l'Eurocode 2 est muet sur ce point (s'agit-il de la valeur maximale ?).

Le choix de la taille des éléments constitue donc certainement la plus grande source d'erreur. D'abord il convient de noter que la surface d'influence sera générée à partir des déplacements des nœuds, et obtenue par interpolation à l'intérieur de chaque élément, pour augmenter la précision on peut ajouter des points intermédiaires et donc appliquer la déformation imposée sur plusieurs éléments (par exemple 2).

La surface d'influence du moment en un point est théoriquement infinie, par contre celle du moment moyen sur une surface ou un segment est finie. Un maillage suffisamment fin au droit de la charge est donc nécessaire pour éviter une sous-évaluation des moments positifs (fig. 7). Cependant l'intégration sur la surface uniformément chargée permet d'atténuer en partie cette insuffisance du modèle, si la taille des éléments est inférieure ou égale à la moitié de la dimension de l'impact de la charge. Des tests sont nécessaires, car la taille des éléments dépend à la fois du type de l'élément mais aussi de la précision avec laquelle l'intégration est effectuée. La taille de l'élément doit évidemment rester inférieure à deux fois l'épaisseur de la dalle, et du fait que la moyenne est calculée sur une aire au lieu d'un segment, il est conseillé de ne pas dépasser $\sqrt{2}$ fois cette épaisseur.

Conclusion

Le BT1 permettait d'obtenir souvent un ordre de grandeur des efforts, mais une estimation plus précise des moments consomme beaucoup de temps d'ingénieur. Les progrès accomplis et des moyens de calculs puissants permettent actuellement d'envisager d'autres méthodes que l'utilisation d'abaques (BT1, Pücher, Homberg, Pigeaud, Marcus...), cependant de nouveaux abaques adaptés aux Eurocodes seraient fort utiles pour faciliter le prédimensionnement des épaisseurs des dalles et ensuite contrôler l'ordre de grandeur des moments obtenus.

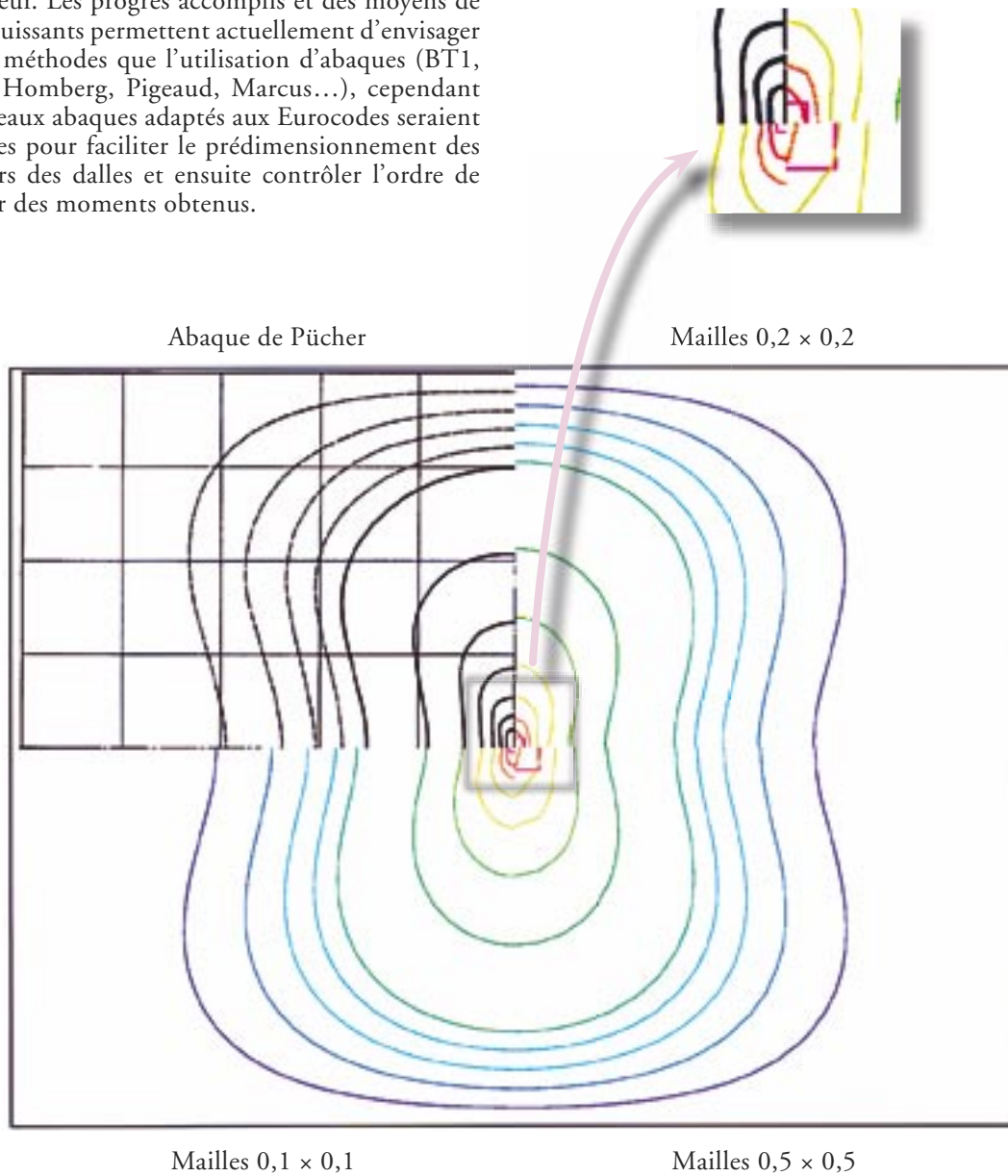


Figure 7 : dalle 8 × 10, comparaison avec les abaques de Pücher, M_{xx}

Prise en compte de la nouvelle norme NF EN 206-1 dans les CCTP d'ouvrages d'art

Version n°2 du 18 avril 2005 tenant compte du travail effectué pour la futur mise à jour n°2 du fascicule 65A du CCTG

Sylvie Arnaud, Patrick Dantec, Gérard Métais, Christophe Aubagnac

Préambule

La présente note est un document provisoire conçu comme un outil de travail et permettant la rédaction des clauses techniques des marchés relatifs aux ouvrages d'art. Elle concerne uniquement les bétons courants. Les Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées sont à même d'apporter toute l'assistance souhaitée notamment dans le cas d'emploi de bétons à caractéristiques particulières (bétons à hautes performances, bétons auto plaçants).

Introduction

La norme européenne NF EN 206-1 relative aux bétons ainsi qu'un ensemble de normes d'essais et de produits s'y rattachant sont applicables depuis le 1er juin 2004.

Le fascicule 65A d'août 2000, son additif et le CCTP type OA du Sétra sont en cours de révision afin de prendre en compte ces nouvelles normes mais ce travail est long et ces documents ne devraient pas être disponibles avant plusieurs mois.

Dans ce contexte, la présente note est destinée à aider les rédacteurs de CCTP d'ouvrages d'art jusqu'à la publication de la prochaine mise à jour de ces documents.

Elle liste les principales évolutions apportées par ces normes européennes. Celles-ci concernent principalement le chapitre 7 du fascicule 65A actuel et les chapitres 1 et 2 de l'additif actuel.

Définition et spécifications des bétons et mortiers

A chaque partie d'ouvrage est attribué un béton à propriétés spécifiées (Bps).

Avec la nouvelle norme, les classes d'environnement sont remplacées par des classes d'exposition et un même béton peut être soumis à plusieurs classes d'exposition. Dans ce cas, le béton doit respecter toutes les exigences définies pour chaque classe. De plus est introduite une classe de chlorure.

Les tableaux NAF1 et NAF2 de la norme NF EN 206-1 précisent les caractéristiques des bétons en fonction de leurs classes d'exposition. Ils sont complétés par le tableau 1.

Les exigences figurant dans ce tableau prennent en compte une durée de vie escomptée de 100 ans au lieu de 50 ans. Elles sont donc plus sévères que celles figurant dans la norme NF EN 206-1.

Spécifications	Type de béton	Classes d'exposition				
		XC1, XC2, XC3	XC4, XS1, XS2, XD1, XD2, XF1, XF2, XA1	XF3	XS3, XD3, XA2	XF4
Eeff / Liant équiv. maxi	BA-BP	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45
Classe minimale de résistance	BA BP	C25/30 C30/37	C30/37 C30/37	C30/37 C35/45	C35/45 C35/45	C35/45 C35/45
Dosage minimal en liant équivalent (kg/m ³)	BA-BP	280	330	385	350	385
Caractère du ciment	BP	CP	CP	CP	CP	CP

Nota : la classe à retenir pour la sélection de la colonne ad hoc est la classe la plus sévère des trois ou quatre classes d'exposition associées à chaque partie d'ouvrage.

Tableau 1

Pour les bétons résistants au gel, les recommandations du LCPC de décembre 2003 pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel doivent être appliquées. Le fascicule de documentation FD P 18326 donne le niveau de gel par canton. Il convient de prendre en considération le niveau de gel local relevé sur le site de l'ouvrage à construire.

Le prescripteur, ici l'entrepreneur, doit faire valider par le maître d'œuvre la spécification complète du béton avant sa transmission au producteur. Celle-ci comprend la spécification contractuelle et les exigences particulières du prescripteur liées par exemple à la consistance, au temps de transport, à la résistance au jeune âge...

La norme NF EN 206-1 cite plusieurs essais pour déterminer la consistance du béton. Les essais pratiqués sur les ouvrages relevant du fascicule 65A sont :

- l'affaissement au cône d'Abrams pour les consistances S1, S2, S3 et S4,
- l'étalement à la table à chocs au-delà de la consistance S4.

Exemple d'application

Compte tenu de ce qui précède, le tableau 2 des bétons d'un CCTP d'ouvrages d'art pourrait se présenter comme suit (exemple d'un pont dalle en béton armé fondé sur pieux forés dans un contexte d'utilisation de sels de déverglaçage) :

Partie d'ouvrage	Classes d'exposition et de chlorures	Classe de résistance	Dmax en mm	Teneur minimale en liant équivalent	Nature du ciment	Caractéristiques complémentaires du ciment	Eff/Leq	Caractéristiques complémentaires
Pieux forés	XC2 XA1 C10,4	C30/37	20	385 kg		PM car sulfates dans le sol	0,5	RAG
appuis	XF4 XD3 XC4 C10,2	C35/45	20	385 kg	CEMI ou CEMII/A (S ou D)	PM ou ES	0,45	RAG EQP LCH G+S
Dalle BA	XC4 C10,4	C35/45	20	385 kg			0,50	RAG EQP
Superstructure	XF4 XD3 XC4 C10,2	C35/45	20	385 kg	CEMI ou CEMII/A (S ou D)	PM ou ES	0,45	G+S

Tableau 2

Constituants des mortiers et des bétons

Ciment

En ce qui concerne les ciments, la norme NF EN 206-1 n'introduit aucune modification particulière par rapport aux textes existants.

Granulats

Par dérogation à l'article 72.2 du fascicule 65A du CTG, les granulats sont des granulats naturels courants, conformes aux normes NF EN 12620 et XP P 18545. Ils sont admis à la marque NF ou font l'objet d'une procédure de contrôle reconnue équivalente (type et fréquence des contrôles). Le principe général consiste à retenir l'utilisation des granulats suivants :

Classe de résistance du béton	< C35/45	≥ C35/45
Code des granulats	Code B	Code A

Eau de gâchage

L'eau doit être conforme à la norme NF EN 1008. En l'absence d'étude appropriée, l'eau de récupération de l'industrie du béton ne peut pas être employée. Une étude particulière est notamment nécessaire dans les cas suivants : béton architectural, béton précontraint, béton contenant de l'air entraîné, béton en environnement agressif. En tout état de cause, seule l'eau décantée ayant atteint une masse volumique inférieure à 1,02 et déshuilée pourra être utilisée.

Adjuvants

Les adjuvants sont conformes aux normes en vigueur et doivent être admis à la marque NF ou à une certification équivalente.

Ajouts et additions

En ce qui concerne les ajouts, la norme NF EN 206-1 n'introduit aucune modification particulière par rapport aux textes existants.

Fabrication

Le béton est soit fabriqué par l'entrepreneur dans une centrale de chantier, soit dans une centrale de béton prêt à l'emploi (BPE), soit préfabriqué en usine. Il doit respecter la norme NF EN 206-1.

Dans tous les cas, l'unité de fabrication est soumise à l'acceptation du maître d'œuvre qui s'effectue sur la base du respect des caractéristiques détaillées dans un document qui fera l'objet d'une annexe au fascicule 65A. En particulier, les tolérances de fabrication du tableau 3 sont à respecter :

Le temps minimal de malaxage du béton est fixé à 55 secondes.

Les bétonnières portées sont des cuves agitatrices et non des camions malaxeurs. De ce fait, la vérification des tolérances de dosage sur chaque constituant doit être réalisée sur chaque gâchée. Les exigences concernant les rapports maxi « Eau_{eff} / Liant_{eq} » doivent être respectées pour chaque gâchée. Une copie lisible des bons de pesée doit être jointe au bon de livraison et fournie au maître d'œuvre.

Constituant	Charge à 90% (voir norme NF EN 206-1)	Gâchée (pour 100% des gâchées)
Ciment	+/- 2%	+/- 4%
Eau pesée	+/- 2%	+/- 4%
Addition + ciment	+/- 2%	+/- 4%
Adjuvant	-	+/- 5%
Ensemble des granulats	+/- 2%	+/- 4%
Gravillon (sauf intermédiaire)	+/- 2%	+/- 4%
Sable (sauf correcteur)	+/- 2%	+/- 4%
Gravillon intermédiaire	+/- 10%	+/- 20%
Sable correcteur	+/- 10%	+/- 20%

Tableau 3

Si le béton provient d'une centrale de BPE, il doit bénéficier du droit d'usage de la marque NF-BPE. Ainsi, soit la centrale bénéficie du droit d'usage de la marque NF-BPE (procédure conventionnelle), soit le béton est certifié pour le chantier (procédure particulière).

Études, convenances et contrôles

Les essais relatifs aux éprouvettes (études, convenances, contrôles) doivent être réalisés sur chacun des bétons de classe de résistance supérieure à C25/30 prévus au marché. La notion de famille définie dans la norme NF EN 206-1 n'est pas retenue pour ce qui concerne les études, convenances et contrôles.

Les spécifications relatives à la consistance et à la teneur en air sont définies en terme de valeurs réelles.

Compte tenu de la disparité des types d'éprouvettes utilisées en Europe, la classe de résistance d'un béton s'exprime désormais avec deux valeurs (ex. C30/37), la première correspondant à des résultats en compression obtenus en écrasant des éprouvettes cylindriques, l'autre des éprouvettes cubiques.

La détermination des résistances est appréciée à partir d'essais réalisés sur des éprouvettes cylindriques conformes à la norme NF EN 12390-1.

Études

Pour l'instant, il convient d'appliquer les dispositions des articles 75 du fascicule 65A et 14 de son additif en considérant que n est le nombre de prélèvements de trois éprouvettes et de prendre en compte les dispositions des *Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel* éditées par le LCPC. Pour les BHP, les gâchées dérivées de la formule nominale sur la quantité d'eau de gâchage sont à effectuer à +/- 5 litres.

Convenances

Les éprouvettes de convenance sont réalisées dans le cadre du contrôle intérieur et sont à la charge du prescripteur (entrepreneur).

Pour les bétons disposant de références probantes, les éprouvettes de convenance impliquent la fourniture d'une gâchée. Pour chaque béton désigné au marché ne disposant pas de références probantes, par dérogation à l'article 76, les éprouvettes de convenance impliquent la fourniture par l'entrepreneur de trois gâchées répondant à la formule nominale pour effectuer un contrôle de conformité aux spécifications. Pour effectuer le contrôle du maintien en rhéologie, ces trois gâchées peuvent être mélangées dans le camion malaxeur.

Les prélèvements et l'exécution des essais se font dans les conditions de l'article 76.2.1 (contrôle) de l'actuel fascicule 65A et, par dérogation à l'article 76.1, leur interprétation se fait selon l'article 75.2 cas B.

Des convenances simplifiées permettent des adaptations saisonnières de composition.

Dans le cas de bétons en classe d'exposition XF3 ou XF4, les dispositions des *Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel* éditées par le LCPC en décembre 2003 sont à respecter.

Contrôles des bétons à la mise en œuvre

Sauf dispositions contraires du marché, l'épreuve de contrôle est effectuée dans le cadre du contrôle intérieur.

Ce contrôle ne relève pas des spécifications de la norme NF EN 206-1 qui s'applique aux contrôles de production et de conformité de l'installation de fabrication. Le contrôle extérieur exercé par le maître d'œuvre a pour objectif de valider le contrôle intérieur. Il vise notamment à vérifier la traçabilité et les « performances » de la chaîne de traitement des éprouvettes de béton ainsi que la validité des résultats obtenus (contrôles de conformité croisés par exemple). Dans ce cas, le maître d'œuvre doit être particulièrement vigilant sur le niveau d'accréditation du laboratoire de contrôle, qui peut être spécifié au marché et, dans le cas où le laboratoire n'est pas accrédité, faire réaliser un audit du laboratoire sur la base d'un référentiel d'accréditation équivalent. Les rapports d'essais relatifs aux résultats du contrôle de conformité doivent être transmis au maître d'œuvre au fur et à mesure de l'obtention des résultats.

Sauf dispositions différentes du marché, le nombre de prélèvements par lot est au minimum égal à :

- trois pour un lot de béton d'un volume inférieur à 100 m³,
- trois, plus un par tranche de 100 m³ supplémentaires ou fraction restante.

Il est recommandé d'organiser les différents lots de façon que les volumes correspondants soient au moins de 20 m³.

Les charges correspondantes sont choisies au hasard, par exemple en les désignant par leurs numéros d'ordre avant le début de la fabrication. Toutefois, un prélèvement supplémentaire peut être effectué sur toute autre gâchée ou charge à la demande du maître d'œuvre.

A partir d'un prélèvement sont réalisés :

- une mesure de consistance,
- trois éprouvettes pour la détermination de la résistance à la compression à vingt-huit jours, le résultat applicable au prélèvement étant la moyenne arithmétique des mesures effectuées sur ces trois éprouvettes,

- une mesure de la teneur en air pour les bétons formulés avec entraîneur d'air.

Critère de conformité de la résistance à la compression à vingt-huit jours

Les résultats de résistance doivent être interprétés selon les tableaux de l'article 76.2.2 du fascicule 65A et 14.2 de l'additif avec $n \geq 3$ en occultant les colonnes « $f_{c28} < 30\text{MPa}$ » et selon les seuls deux cas suivants :

premier cas : le béton est soit un béton entrant dans la fabrication d'éléments préfabriqués bénéficiant d'une certification reconnue, soit un béton provenant d'une usine de béton prêt à l'emploi bénéficiant du droit d'usage de la marque NF-BPE.

deuxième cas : il s'agit du cas général des bétons fabriqués sur chantier, lorsque les clauses d'assurance de la qualité stipulées par le marché sont respectées et que les résultats de l'épreuve de convenance ont été probants.

Dans le cas de bétons soumis aux classes d'exposition XF3 ou XF4, les dispositions additionnelles des *Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel* sont à respecter.

Autres propriétés spécifiées

Sur chaque lot de béton sont vérifiées les propriétés spécifiées par le prescripteur et relatives :

- au béton frais, telles que le dosage en ciment, le rapport eau/ciment et la teneur en air,
- au béton durci, telles que la résistance à la traction par fendage et la masse volumique.

La conformité est évaluée par rapport à l'une des caractéristiques suivantes :

- valeurs limites spécifiées,
- limites de classes spécifiées,
- valeurs cibles.

Pour la vérification de ces critères de conformité, on adopte les dispositions prévues dans la norme NF EN 206-1 en tenant compte des tolérances et des écarts maximaux admissibles repris dans le tableau 4 ci-dessous. La vérification est faite pour chaque prélèvement ■

	Évaluation de conformité : valeur limite spécifiée	Écart maximum associé	Nombre de résultats admissibles entre la valeur spécifiée et la valeur limite
Dosage en ciment	minimale	- 10 kg	Cf. tableau 19a de la norme NF EN 206-1
E/C	maximale	+ 0.02	
Teneur en air	inférieure	- 0.5%	
	supérieure (= inférieure +4%)	+ 1%	
	Évaluation de conformité	Écart maximum associé	
Consistance	Valeur cible	Tolérances indiquées dans le tableau 11 de la norme NF EN 206-1 respectées pour chaque résultat individuel	

Tableau 4

Proposition pour la vérification à la fatigue des Portiques Potences et Hauts Mâts

Thierry Kretz, Jacques Berthelémy

Les structures porteuses de signalisation verticale, Portiques Potences et Hauts Mâts (PPHM) peuvent atteindre des portées de plusieurs dizaines de mètres. Elles sont à calculer au cas par cas. Selon leur implantation, elles sont soumises à des charges différentes de vent et portent parfois les équipements très lourds des panneaux à message variable (PMV).

L'application des Eurocodes aux structures PPHM est encore en débat. Pourtant, pour le maître d'ouvrage qui est responsable de ce choix, l'application des Eurocodes permet par rapport aux normes actuelles d'en améliorer avantageusement la fiabilité. Ainsi, la norme XPP 98-550 laisse le choix pour l'action du vent entre l'application des règles NV65 et l'utilisation de valeurs minimales forfaitaires : le coefficient de traînée d'un PMV rectangulaire allongé à un pour deux peut donc être pris à 1,35 en application des règles NV65 ou à 1,75 avec les valeurs « minimales ». La

nouvelle norme révisée XP P 98550-1 qui paraîtra prochainement lèvera cette ambiguïté en ne proposant que les valeurs minimales forfaitaires, c'est à dire un coefficient de traînée unique indépendant de la forme du panneau, conforme à l'Eurocode 1 [1].

Les Eurocodes apportent d'autres réponses scientifiques et des modèles de calcul adaptés. Ainsi par exemple ils prennent en compte le phénomène de fatigue des métaux, aluminium ou acier.

Les structures PPHM sont principalement sollicitées par le vent, action éminemment variable, qui sollicite sévèrement les structures en fatigue. Après chaque tempête majeure, il y a des structures PPHM qui sont rendues impropres à toute utilisation. Leur démolition est alors décidée sans qu'il soit fait appel ni au constructeur pour réparer, ni à un laboratoire pour analyser la nature exacte des fissures initiales.



Photo 1 : tempête de janvier 1998



Photos 2 : tempêtes de décembre 1999

La vérification à la fatigue des structures PPHM n'est pas abordée dans la norme XP P 98-550 et ne le sera pas dans la prochaine norme révisée XP P 98 550-1. Ce sujet ne serait traité que dans une partie 2 de cette norme. Les Eurocodes proposent cependant une démarche qui permet d'appréhender la question de la durée de vie en fatigue des structures, et de traiter cette question dans la rédaction des marchés.

Il nous a donc paru intéressant de proposer dès maintenant cette méthodologie pour la vérification des PPHM à la fatigue sous les effets du vent perpendiculaire au plan de la structure.

Mise en oeuvre des principes de l'Eurocode 1

(annexe B de la norme EN-1991-1-4-actions du vent de janvier 2005)

La vérification se fonde sur l'action de fatigue causée par la seule turbulence du vent horizontal. Elle suppose que la structure ne présente pas d'oscillations et que la sécurité, vis-à-vis des phénomènes aéroélastiques propres à la structure, est améliorée par ailleurs, notamment grâce à l'introduction d'un vent statique vertical.

L'Eurocode donne dans son annexe B le nombre de chargements à considérer pour une réponse dynamique. Ces données permettent d'établir la règle proposée ci-dessous, dont la justification est détaillée plus loin.

La fatigue due au vent est modélisée par l'action d'un « vent de fatigue », égale à une fraction de celle du vent caractéristique, qui est le vent de période de retour 50 ans, correspondant à l'habituel ELS (état limite de service).

- Pour une durée de vie en fatigue de 25 ans, l'action du vent de fatigue sera prise égale à 22% de celle du vent caractéristique ;
- Pour une durée de vie en fatigue de 50 ans, l'action du vent de fatigue sera prise égale à 26% de celle du vent caractéristique.

Le calcul consiste à vérifier que la structure résiste à 2 millions de cycles du vent de fatigue, c'est à dire que les contraintes dues au vent de fatigue sont inférieures ou égales aux catégories de détail des assemblages.

Il convient selon les principes des Eurocodes de retenir un coefficient de sécurité en fatigue γ_{MF} dépendant de l'accessibilité de l'élément justifié, de la fréquence des inspections et des conséquences d'une ruine.

Méthode d'évaluation	Conséquence de la ruine	
	Conséquences peu importantes	Conséquences importantes
Tolérance de l'endommagement	1,00	1,15
Durée de vie sûre	1,15	1,35

Valeurs recommandées pour les facteurs partiels de résistance à la fatigue

Pour les structures faisant l'objet d'une surveillance périodique, conformément aux indications données dans l'annexe C de la norme XP P 98-550, et à celles du guide pour l'Inspection des Portiques Potences et Hauts Mâts ([LCPC 2005] [3]) il semble possible de retenir un coefficient γ_{MF} égal à 1,15.

Zone de vent [3]	Vent caractéristique Pression en Pa	Vent de fatigue vie de 25 ans (P en Pa)	Vent de fatigue vie de 50 ans (P en Pa)
1	1800	396	468
2	2200	484	572
3	2700	594	702
4	3200	704	832
5	4300	946	1118

Tableau 1

La pression caractéristique du vent notée Q_{kv} est définie dans la norme expérimentale XP P 98550. Sa valeur a été revue dans la version XP P 98-550-1. Elle dépend de la zone de vent tableau 1, les nouvelles zones de vent ayant déjà fait l'objet d'une publication dans le bulletin Ouvrages d'Art [2].

De plus, la nouvelle norme prévoit une majoration des charges de vent pour les portiques dont la hauteur au-dessus du terrain avoisinant dépasse 10 m au sens aérodynamique.

Justification de la méthode proposée

On considère un assemblage dans lequel le vent caractéristique crée une contrainte de 100 MPa. On suppose que cet assemblage a une catégorie de détail de valeur X connue.

Par sommation de Miner, on peut calculer l'endommagement en fatigue à l'issue de la durée de vie désirée, en considérant l'histogramme des dépassements de niveau défini au paragraphe B3 de l'annexe B de l'EN 1991-1-4. Cet histogramme permet en effet d'établir le spectre des actions du vent.

Dans ce calcul intervient la forme du diagramme de Wöhler (courbe S-N). On considère une courbe S-N à deux pentes avec troncature. La première pente est $-1/m_1$, la deuxième est $-1/m_2$:

- $N < 5 \cdot 10^6$: la pente est $-1/m_1$
- $5 \cdot 10^6 < N < 10^8$: la pente est $-1/m_2$
- $10^8 < N$: pente nulle (troncature)

Par itérations successives, on détermine la valeur de X qui conduit à un endommagement égal à 1 à l'issue de la durée de vie désirée.

Si le vent de fatigue crée dans l'assemblage une variation de contrainte égale à X, alors l'assemblage résistera exactement à 2 millions de cycles de vent de fatigue. Donc X doit être l'action du vent de fatigue sur cet assemblage. Or l'action du vent caractéristique est de 100. Donc l'action du vent de fatigue est X/100 celle du vent caractéristique.

Pour une durée de vie de 25 ans, la valeur de la catégorie de détail conduisant à un endommagement égal à 1, sous le spectre conventionnel de fatigue, lorsque le vent caractéristique donne une contrainte égale à 100, est indiquée dans le tableau 2.

La valeur de X varie de 21,5 à 22,6 % de la contrainte sous le vent caractéristique.

Ce résultat justifie la proposition de retenir, pour une durée de vie en fatigue de 25 ans, une action du vent de fatigue égale à 22% de celle du vent caractéristique.

Pour une durée de vie de 50 ans, la valeur de la catégorie de détail conduisant à un endommagement égal à 1, sous le spectre conventionnel de fatigue, lorsque le vent caractéristique donne une contrainte égale à 100, est indiquée dans le tableau 3.

Ce résultat justifie la proposition de retenir, pour une durée de vie en fatigue de 50 ans, une action du vent de fatigue égale à 26% de celle du vent caractéristique.

Première pente de courbe SN (m_1)	Valeur fixée pour X (catégorie de détail)
3	22,6
3,5	22
4	21,6
4,5	21,5
5	21,8
6	22,6

Tableau 2

Première pente de courbe SN (m_1)	Valeur fixée pour X (catégorie de détail)
3	26,7
3,5	25,5
4	24,9
4,5	24,6
5	24,6
6	25,2

Tableau 3

Exemple d'application à des tiges d'ancrage

Une justification vis-à-vis de la fatigue peut être produite pour :

- les tiges d'ancrage et les assemblages boulonnés,
- les assemblages soudés, en distinguant soudures à pleine pénétration et cordons de soudure, et en se référant à l'Eurocode 3 pour l'acier et à l'Eurocode 9 pour l'aluminium,
- les systèmes d'attache des panneaux.

Le niveau des charges de fatigue est lié à la durée de vie attendue par le client. Nous proposons pour simplifier deux classes : durée de vie de vingt cinq ans pour des **ouvrages ordinaires**, et de cinquante ans pour des **ouvrages robustes**.

Mais un marché pourrait facilement demander en fonction des besoins un nombre d'années de service T intermédiaire entre 25 et 50, ou supérieur à 50 selon la pérennité souhaitée, et préciser le vent de fatigue. Par simplification, on peut estimer en terme de contraintes l'effet du vent de fatigue pour une durée de vie de T années à :

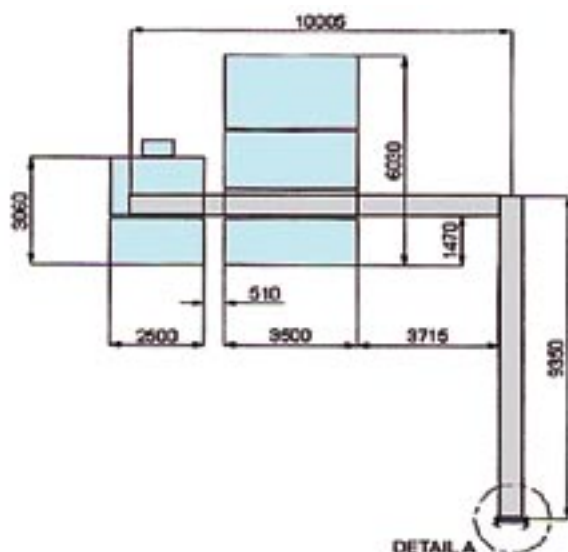
$$\Delta\sigma_{\text{Tans}} = (T/50)^{1/4,14} * 0,26 * \sigma_{\text{Vent caractéristique}}$$

On vérifie simplement

$$\Delta\sigma_{\text{Tans}} * \gamma_{\text{MF}} < \Delta\sigma_{\text{Classe à 2Mcycles}}$$

Prenons à titre d'exemple des tiges d'ancrages en acier roulé, de limite élastique de 355 MPa.

Dans ce cas, la classe de fatigue est $\Delta\sigma_{\text{Classe à 2Mcycles}} = 50 \text{ MPa}$ dans les conditions de l'Eurocode 3 (pr EN) ou de la norme XP 22-311.



Notons que le projet d'EN prévoit un effet de dimension pour les diamètres supérieurs à 30 mm :

$$\Delta\sigma_{\text{Classe à 2Mcycles}} = (30 / \phi)^{0,25} * 50 \text{ MPa}$$

Pour la simplicité de l'exemple, on va choisir un assemblage en pied renforcé par un cadre de cornières, mais un raisonnement analogue peut être mené sur d'autres détails (figure 1).

De cette façon, le dimensionnement des tiges d'ancrage dans le béton est actuellement mené à l'ÉLU (état limite ultime) de résistance en s'assurant qu'on reste dans le domaine élastique pour toutes les tiges.

Chaque calcul étant un calcul élastique, on passe en fait linéairement du calcul ÉLU de résistance au calcul de fatigue. Il n'y a pas de moment fléchissant parasite dans les tiges puisque l'effort tranchant et la torsion sont repris par le cadre de cornières.

Dans ce cas précis de tiges d'ancrages en acier non soumises à des flexion parasites, la comparaison est immédiate et la durée de vie de fatigue D_{vie} caractéristique (calculée avec un coefficient de sécurité γ_{MF} de 1,00) peut être déterminée facilement pour des tiges de 355 MPa de limite élastique et classées à 50 MPa en fatigue : elle est de de 22 ans :

$$D_{\text{vie}} = 50 * ((50 * 1,50) / (1,00 * 355 * 0,26))^{**} 4,14 = 22 \text{ ans}$$

Ce résultat confirme que les structures actuelles, dimensionnées selon la norme XP P 98-550, doivent faire l'objet d'une surveillance, comme l'annexe C informative invite les maîtres d'ouvrages à le faire.

Les structures plus âgées sont susceptibles de présenter des amorces de fissuration en fond de filet pour les tiges les plus sollicitées, généralement placées dans les angles.

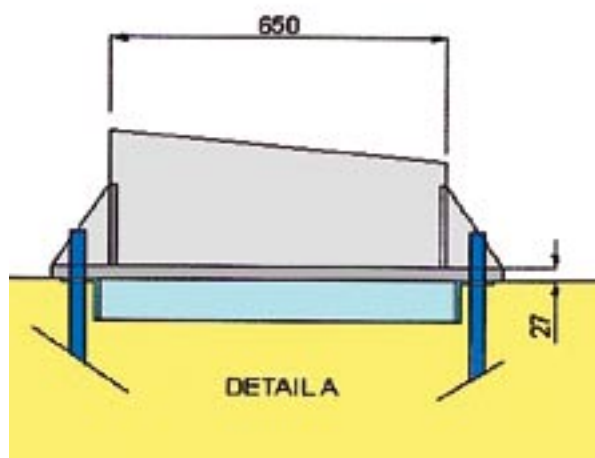


Figure 1 : assemblage en pied renforcé

Les structures qui auraient été dimensionnées en résistance avec des tiges de plus haute limite élastique ont une durée de vie encore plus réduite. Les tiges de plus de 355 MPa de limite élastique sont à éviter, car leur classement en fatigue reste le même.

En revanche des tiges d'ancrages des années 60 encore en acier E24 de 235 MPa de limite élastique auront sans doute une durée de vie plus longue, sous réserve que la corrosion n'affaiblisse pas les tiges d'ancrage :

$$D_{vic} = 50 * ((50 * 1,50) / (1,00 * 235 * 0,26)) ** 4,14 = 52 \text{ ans}$$

Une méthode de détection des fissures dans les tiges d'ancrage, fondées sur le principe des US (réflexion des ultra-sons), a été mise au point en laboratoire [4]. Il est désormais possible de l'appliquer in situ car elle donne des résultats fiables, à condition de prendre en compte ses limites tant opératoires que physiques notamment vis-à-vis du diamètre minimal des tiges, en deçà duquel on observe une incertitude. En cas de doute, le démontage de la structure reste nécessaire pour permettre une investigation approfondie des tiges d'ancrages, qui peuvent alors être testées mécaniquement une par une. Pour des candélabres, des essais mécaniques peuvent en revanche se pratiquer sans démontage [5].

Cas particulier du montage aérien

Le montage aérien est la solution aujourd'hui la plus courante, en raison de sa facilité de mise en œuvre. Néanmoins, il suppose que des dispositions particulières soient prises :

- la protection contre la corrosion des tiges d'ancrage doit avoir une durée de vie compatible avec la durée

de vie attendue de la structure. En l'absence de surépaisseur sacrificielle, cette disposition limite son emploi à des ambiances chimiquement peu agressives, si l'on attend une durée de vie attendue de la structure supérieure à 15 ans,

- le massif de fondation doit être légèrement surélevé et conçu pour éviter toute stagnation d'eau sur l'embase,
- les tiges d'ancrage doivent être correctement ventilées et protégées des projections d'eau provenant de la chaussée.

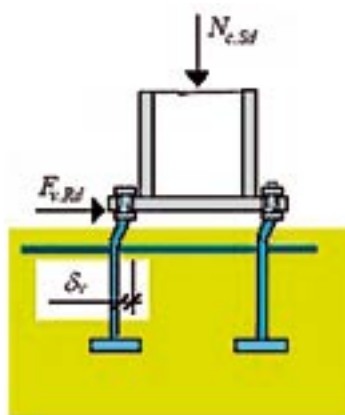
Les protections définies ci-dessus sont nécessaires, car les abords de la route constituent souvent un milieu chimiquement très agressif, comme l'ont établi les mesures rapportées dans un précédent article du bulletin Ouvrages d'art [6] : une expérimentation grandeur nature dans un TPC de l'autoroute A1 a mis en évidence une vitesse de consommation du zinc sacrificielle de 2,5 µm/an à 4,4 µm/an. Pour une épaisseur de zinc déposée par galvanisation de 80 µm, il en résulte une durée de vie de l'ordre de 15 ans sur autoroute fortement salée, alors que l'on peut espérer 50 ans en rase campagne.

Lorsque le montage est aérien, le calcul en fatigue doit tenir compte de la flexion locale des tiges sous un effort horizontal, en considérant les tiges comme encastées au niveau des aciers de béton armé dans le massif de fondation d'une part, et sous la platine d'embase de l'ouvrage au niveau inférieur de l'écrou, s'il est bien serré, d'autre part.

Des efforts locaux de flexion dans les tiges d'ancrage sont causés par l'effort tranchant et la torsion dans le montant de la structure. S'ils n'ont pas été pris en compte dans le dimensionnement élastique de résistance ELU, la structure s'adapte par plasticité, ce qui est acceptable à l'ELU de résistance. Mais il n'y a plus de proportionnalité élastique directe entre le calcul en résistance et le calcul en fatigue, et la durée de vie est plus réduite que celle calculée plus haut.

L'alternative au montage aérien est le recours à un montage avec un produit de calage normalisé. Ces travaux demandent alors un soin très particulier, sinon la corrosion des tiges d'ancrage peut se développer et rester dissimulée par le mortier de calage. Ce type de montage doit donc être réservé aux cas des expositions fortement agressives (brouillard salin, projections de sels de déverglaçage).

Avec un remplissage de produit de calage, effectué dans les règles de l'art, contrôlé, et maintenu durant la vie de l'ouvrage, il est acceptable de ne pas cumuler en fatigue l'effet de la flexion locale des tiges avec les autres effets.



Montage en aérien :

Le schéma de fonctionnement à l'état limite ultime de résistance, diffère fondamentalement du schéma de fonctionnement élastique vis-à-vis des sollicitations de fatigue.

Conclusion

Grâce à la publication des Eurocodes, il est maintenant possible à l'occasion du dimensionnement des structures neuves, et pour les gestionnaires de routes qui le souhaitent, de tenir compte du risque de fissuration des pièces métalliques suite à des sollicitations de fatigue causées par le vent.

La méthode simple présentée peut être immédiatement appliquée aux ouvrages d'art et à d'autres structures du domaine routier comme les passerelles piétonnes, les dispositifs anti-bruit, les candélabres, les corniches des ponts, qui sont toutes concernées par l'effet de la fatigue causée par le vent. Dans tous les cas il appartient au maître d'ouvrage de définir la durée de vie à prendre en compte ■

Références bibliographiques

[1] Eurocode 1 vent, annexe B : Comité Européen de Normalisation EN 1991-1-4 Actions du vent sur les structures référence CEN/TC 250/ Annexe B, texte adopté et publié en français en janvier 2005.

[2] J. Berthelley ; RÈGLES NV65 Modification de la carte des zones. Bulletin Ouvrages d'Art n° 36, décembre 2000.

[3] Guide technique du LCPC : Maintenance et surveillance des Portiques - Potences - Hauts-Mâts (PPHM) - 2005 (à paraître).

[4] P. Goury ; V. Barbier ; J. Fuchs : Méthode de détection des défauts par ultrasons dans les tiges d'ancrages en acier (Bulletin du LCPC, à paraître).

[5] Note d'information 125 du Sétra : Recommandations pour le contrôle de la stabilité des supports par un essai de chargement statique. Éclairage du réseau des routes nationales.

Les notes d'information sont disponibles sur le site i2 du Sétra : http://catalogue.setra.equipement.gouv.fr/2_prod/notes_informationsOA.shtml.

[6] Ph. Piessen (Association Galvazinc) et M. Fragnet (Sétra) : L'environnement routier et autoroutier et son effet sur la durée de vie d'une galvanisation - Bulletin Ouvrages d'Art n°10 juillet 1991.

Crédit photos : Jacques Berthelley, photo 1 - DDE, photo 2.

Statut des structures porteuses de signalisation verticale

(PPHM) le long des Routes Nationales

Les structures porteuses de signalisation verticale posent des problèmes techniques qui les apparentent aux ouvrages d'art.

Cependant, ces structures ne sont pas des ouvrages d'art, au sens de la Directive Ministérielle du 5 juillet 1985. Leur entretien par les services de l'État doit par conséquent être conduit sur le budget d'entretien routier.

En d'autres termes, ces structures ne doivent pas faire l'objet de dossiers de réparation en vue d'une inscription au **programme triennal** défini par la Directive citée plus haut pour les ouvrages d'art.

Jacques Berthelley
Directeur technique
Sétra/CTOA, Division des Grands Ouvrages

Viaduc d'accès au pont d'Aquitaine

Travaux d'élargissement

Xavier Dairaine, Jean-François Derais, Patrice Schmitt

Présentation de l'opération

Situation et contexte routier

L'autoroute A 630, importante artère routière de l'agglomération bordelaise, franchit la Garonne en empruntant le pont d'Aquitaine, qui, avec le pont de Tancarville en Normandie, constituent les deux plus grands ponts suspendus jamais construits en France.

Cet ouvrage, qui domine le fleuve d'une cinquantaine de mètres, a nécessité d'importants travaux de réparation au cours des dernières années, qui ont consisté notamment à remplacer les câbles porteurs originels soumis à un rapide processus de corrosion.

Ces travaux ont été l'occasion de redéfinir la coupe transversale fonctionnelle de l'ouvrage, c'est à dire de passer le nombre de voies de circulation de quatre à six et de créer des pistes cyclables totalement séparées de la chaussée routière. Depuis sa construction à la fin des années 1960, le trafic s'était en effet considérablement accru et l'ouvrage était devenu trop étroit dans sa configuration initiale.

En rive gauche, le pont principal se prolonge par un viaduc d'accès de près de 1000 m de long, qu'il devenait nécessaire d'aménager à son tour, pour accueillir les deux voies de circulation supplémentaires ainsi que les nouvelles pistes cyclables. L'objet de cet article est de présenter les études et les principaux choix techniques concernant l'opération d'élargissement de ce viaduc, ainsi que les travaux qui ont débuté à l'automne 2003 et qui sont en cours.



Figure 1 : vue de l'ouvrage avant travaux

Présentation de l'ouvrage original

Le viaduc d'accès au pont d'Aquitaine, dont la construction fut achevée en 1967, est un VIPP droit en plan et présentant une pente constante en élévation de 4,66%. Il comporte 21 travées dont les longueurs varient entre 30,30 m et 47,50 m. Sa longueur totale est de 871,2 m. Il se prolonge à son extrémité basse par une culée creuse dont la longueur est également inhabituelle, puisqu'elle mesure 141,4 m. En 1987, les travées jusqu'alors indépendantes, ont été attelées, pour ne former plus que 4 tronçons continus.

Transversalement, le tablier compte six poutres en béton précontraint, dont la hauteur varie en fonction des portées. Sa largeur totale est de 20,36 m, ce qui lui permettait initialement d'accueillir un large trottoir de part et d'autre des quatre voies de circulation. Il est précontraint transversalement. L'ouvrage présente un profil en toit, mais le dévers a été obtenu à l'aide d'un renformis, le hourdis supérieur ayant été conçu parfaitement horizontal dans le sens transversal.

Chaque pile est constituée d'un caisson à plusieurs alvéoles en béton armé, surmonté d'un chevêtre. Sa forme parallélépipédique s'élargit régulièrement dans le sens longitudinal, au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la culée creuse.

Lors des dernières inspections détaillées, aucune pathologie majeure n'a été décelée sur l'ouvrage. La précontrainte est saine et le béton présente un aspect correct et des caractéristiques a priori satisfaisantes.

La conception de l'élargissement

Le choix des structures

Plusieurs solutions ont été étudiées au cours de l'étude préliminaire. Finalement, le parti retenu a été la conservation du tablier du VIPP en le consacrant intégralement à la chaussée routière, les pistes cyclables ainsi que tous les équipements étant reportés sur deux petits ouvrages adjacents. Ces ouvrages, entièrement indépendants du tablier existant, s'appuient sur des consoles en béton précontraint, fixées sur les chevêtres existants.

On parvient ainsi à créer six voies de circulation de largeur réduite, séparées par un séparateur central de type muret VL, et dont la largeur est comprise entre 2,80 m pour la voie de gauche et 3,30 m pour la voie lente. La piste cyclable quant à elle mesure 1,60 m de large et est délimitée par deux garde-corps.

Les structures d'élargissement sont constituées de petits caissons mixtes, structures adaptées à la reprise des efforts de torsion importants. En effet, ces ouvrages ne supportant que les charges de cyclistes, sont soumis à des efforts de flexion générale faibles vis-à-vis des sollicitations transversales induites par le vent ou par le choc des véhicules sur les dispositifs de retenue.

Les dimensions des caissons sont de 1,00 m de large pour 0,90 m ou 1,10 m de haut, selon la portée des

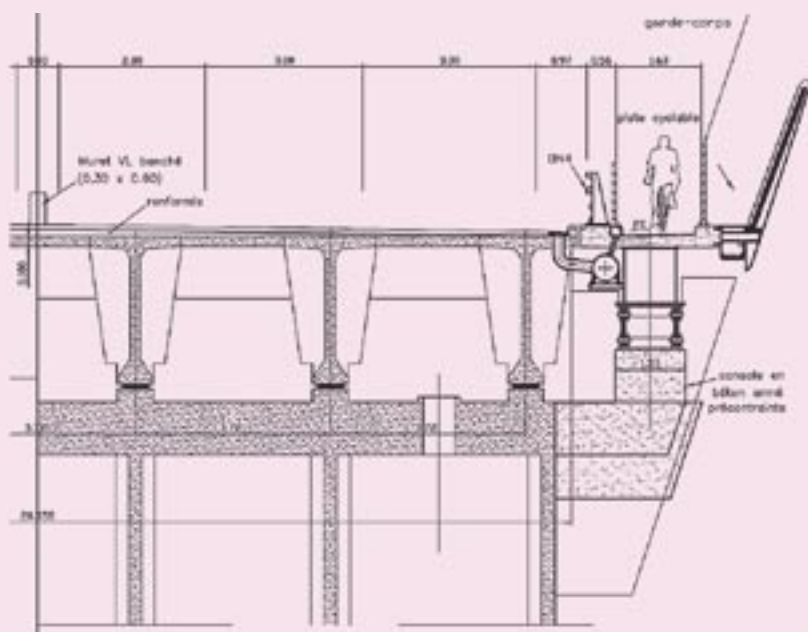


Figure 2 : coupe transversale au droit du VIPP (projet)

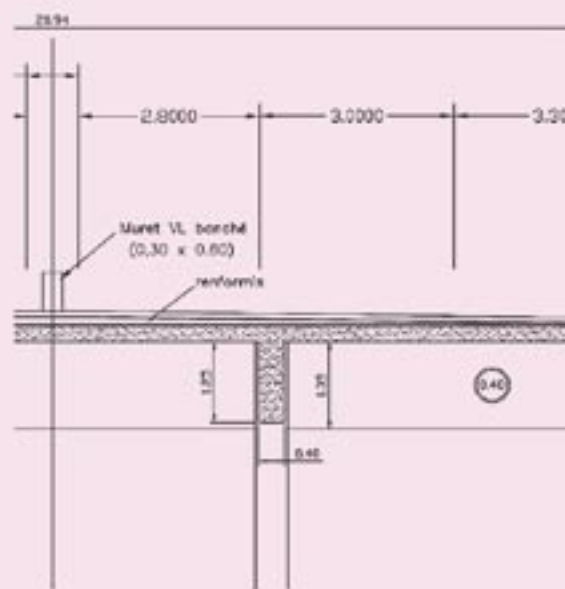


Figure 3 : coupe transversale au droit de la

poutres correspondantes. Longitudinalement les ouvrages sont divisés en quatre tronçons de cinq ou six travées continues, en cohérence avec ce qui a été réalisé sur le VIPP.

Au droit de la culée creuse, la structure choisie pour les élargissements est différente. En effet, la culée présente de solides entretoises disposées au pas de 7,05 m, en mesure d'accueillir des corbeaux à leur extrémité, sur lesquels il était envisageable d'appuyer une simple dalle en béton armé.

Les appareils d'appuis

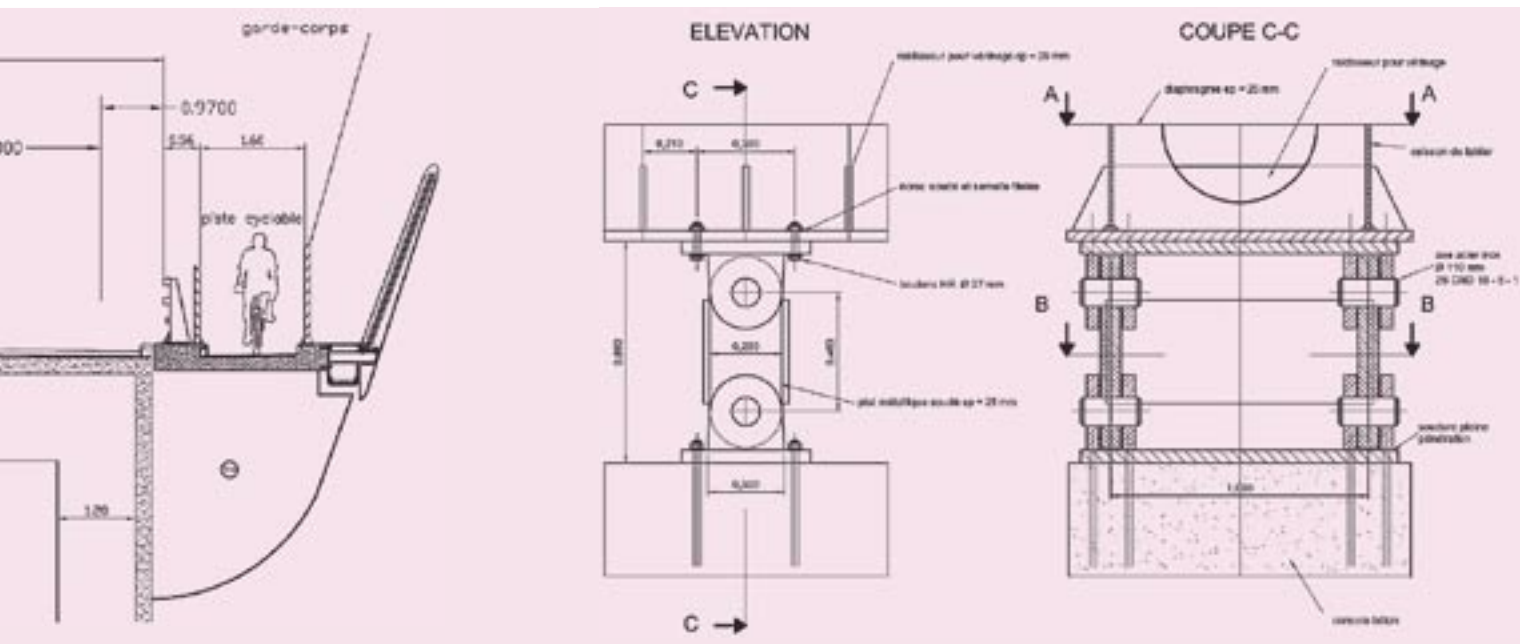
La torsion importante qui a guidé le choix des structures d'élargissement a plus encore conditionné la conception des appareils d'appuis. En effet, ces derniers devaient permettre les déformations longitudinales des ouvrages sous l'effet des charges thermiques et de retrait, mais aussi s'opposer au moment de renversement transversal.

Il n'y avait guère que des appareils d'appui de type métallique à biellettes pour remplir ce rôle. Leur dimensionnement a montré que les épaisseurs nécessaires pour les différents éléments constitutifs (oreilles, biellettes, ...) était de l'ordre de 50 à 60 mm, en acier S 355. Chaque élément est entièrement métallisé et peint, à l'exception toutefois des axes, dont le diamètre atteint 110 mm et qui sont en acier inoxydable de type Z6 CND 16-5-1.

La platine supérieure des appareils d'appuis est fixée au caisson métallique par l'intermédiaire de boulons HR. La platine inférieure est ancrée dans les consoles d'appuis grâce à des tiges scellées dans le béton.

Pour chaque tronçon, l'un des appareils d'appui ne comporte pas de biellette mais un axe unique. Il constitue ainsi un point fixe vis-à-vis des déplacements longitudinaux.

Un habillage architectural constitué de structures en lamelles métalliques peintes viendra à terme coiffer les têtes des consoles et cacher le système d'appui.



culée creuse (projet)

Figure 4 : appareils d'appuis métalliques des structures d'élargissement (plan de projet)

Les équipements

La modification de la coupe transversale du VIIP, et notamment la suppression des trottoirs, a nécessité la réfection totale de l'étanchéité générale et de la couche de roulement, ainsi que le déplacement des avaloirs. Ces opérations sont apparues d'emblée comme un des points les plus sensibles de l'opération, étant donné la surface de tablier concernée et les faibles possibilités d'interruption du trafic sur l'ouvrage. L'une des interrogations majeures concernait l'état de surface et la tenue du renformis en béton lors des opérations d'enlèvement par rabotage de l'étanchéité et du béton bitumineux existants.

Pour toutes ces raisons, les choix techniques se sont portés sur une étanchéité traditionnelle en feuilles préfabriquées et sur un revêtement de type BBSG de granularité 0/10. Cependant et pour parer à toute éventualité, la mise en œuvre préalable d'une fine couche de micro-enrobé sur le renformis fut prévue, de manière à rattraper les irrégularités potentielles et à garantir un état de surface compatible avec le procédé d'étanchéité.

La mise en œuvre du micro-enrobé sur la largeur totale du tablier s'est finalement avérée un moyen commode d'assurer l'adhérence de la feuille d'étanchéité, sans application préalable d'un vernis d'accrochage, comme il est de rigueur sur une surface en béton. Cette solution a permis de réduire les délais d'exécution, le temps de séchage du vernis n'étant pas compatible avec la nécessité de réduire au maximum la durée totale

d'interruption du trafic, pour l'opération globale de réfection de la chaussée.

Les ouvrages d'élargissement accueillent quant à eux une longue liste d'équipements :

- le dispositif de retenue de type BN4-16,
- deux garde-corps encadrant la piste cyclable,
- une corniche simple,
- des écrans antibruit en plaques de méthacrylate dans la partie basse de l'ouvrage, dont la hauteur est égale à 3,00 m au voisinage de la culée, puis 2,00 m en s'en éloignant,
- le réseau d'assainissement général et notamment un collecteur d'eaux pluviales,
- les candélabres pour l'éclairage de toute la chaussée,
- plusieurs portiques de signalisation routière régulièrement espacés,
- une colonne sèche,
- des réseaux divers et variés (commande des PMV, appel d'urgence, alimentation électrique, ...).

La face supérieure des dalles est par ailleurs recouverte d'une étanchéité par film mince adhésif, spécialement traitée pour être rendue circulaire au droit de la piste cyclable.

Enfin, les travaux comportent le remplacement systématique de tous les joints de dilatation de l'ouvrage, et la pose d'un joint longitudinal de type élastomère à alvéoles dans le hiatus ménagé entre le hourdis du VIIP et les dalles des structures mixtes.



Figure 5 : équipements des ouvrages d'élargissement (prototype et pose des écrans)

Figure 6 : console d'appui en CO, au droit de la culée et au droit du VIIP et l'appareil d'appui

Le renforcement de l'ouvrage existant

Dans sa nouvelle configuration, le VIPP est appelé à supporter des charges de trafic plus importantes que celles pour lesquelles il a été dimensionné à l'origine. De plus, les convois lourds vont désormais circuler en rives de l'ouvrage, qui jusqu'alors n'accueillaient que les trottoirs. De telles modifications suscitaient de réelles interrogations sur l'opportunité d'un renforcement du VIPP.

Les premières études menées ont bien évidemment montré que dans son état actuel, l'ouvrage n'était pas réglementaire vis-à-vis des charges correspondant à six voies de circulation, tant au sens du fascicule 61 titre II du règlement français, qu'au sens de l'Eurocode 1. Cependant, on disposait pour cet ouvrage d'une connaissance très fine des conditions de trafic (intensité, composition en terme de poids lourds...), qui avait été utiles pour les études de fatigue lors du remplacement de la suspension du pont. L'analyse des sollicitations induites dans le viaduc d'accès par ces hypothèses de trafic réalistes a alors prouvé, qu'il était possible de se dispenser d'un renforcement longitudinal de l'ouvrage. La décision finale fut prise dans ce sens, d'autant plus que les campagnes d'inspection détaillée successives n'avaient pas relevé de désordre significatif dans la précontrainte existante.

Transversalement par contre, l'encorbellement du hourdis supérieur n'était pas en mesure de supporter les sollicitations induites par les roues de camions, reportées désormais en rive du tablier. C'est en effet une zone dans laquelle la précontrainte transversale n'est pas régularisée et le ferrailage originel est quasi-symbolique.

L'option prise a consisté à sceller des armatures passives dans des saignées pratiquées transversalement dans le hourdis et réalisées par hydrodémolition, au pas de 20 cm. Une variante proposée par les entreprises, proposant la mise en œuvre de fibres de carbone en face supérieure de la dalle, fut rejetée. En effet, les garanties de durabilité du procédé, notamment après mise en place la chape d'étanchéité à haute température n'ont pas été jugées suffisantes, dans l'état actuel des connaissances.

La réalisation des travaux

Le phasage général

Les travaux d'élargissement, qui s'effectuent en maintenant à tout instant quatre voies de circulation, débutent par le côté amont : démolition des structures

existantes (trottoirs, garde-corps...), puis réalisation complète de l'ouvrage d'élargissement amont, au droit de la culée et du VIPP. Dans un second temps, la circulation est basculée et le chantier se déplace côté aval, avec les mêmes opérations.

La réfection de l'étanchéité et de la couche de roulement s'effectue au cours de cinq week-ends de fermeture complète de l'ouvrage durant l'automne 2004.

Les consoles d'appui

Les consoles d'appuis relatives aux caissons mixtes sont réalisées en béton précontraint, à l'aide d'un outil coffrant spécifique. Elles s'appuient sur les faces latérales des chevêtres de piles, auxquelles elles sont fixées par des barres de précontrainte Ø 40. Elles sont surmontées de dés d'appuis en béton armé.

L'ancrage des barres de précontrainte par scellement dans les chevêtres a fait l'objet d'études spécifiques aux éléments finis, parce que les chevêtres sont très peu ferrillés : la transmission des descentes de charges du VIPP à la pile se faisant directement, on ne compte guère qu'un ferrillage de peau en HA 12. Dans ces conditions, la diffusion des efforts de précontrainte dans la pile est problématique. Ces considérations ont conduit à prolonger les scellements des barres de précontrainte bien au-delà des longueurs usuelles, certains forages atteignant la longueur de 4,50 m. L'effet recherché est double :

- reporter les efforts de scellement dans la zone située à l'aplomb de l'appareil d'appui de la deuxième poutre, les descentes de charges verticales assurant ainsi la stabilité d'ensemble,
- compléter le ferrillage passif à l'extrémité du chevêtre, les surlongueurs des barres venant palier le manque cruel d'armatures.

Sur quelques piles particulières, de nombreuses armatures transversales furent sectionnées au cours des forages. La position réelle de la cage d'armatures était en effet très différente des plans d'exécution, suite vraisemblablement à un affaissement de la cage lors du bétonnage des piles, à l'époque de la construction de l'ouvrage. Pour ces chevêtres, un renforcement en fibre de carbone fut mis en œuvre en compensation, avant la mise en tension des barres de précontrainte. Sur les piles suivantes, les consoles d'appui furent descendues globalement de 7 cm, pour éviter tout problème de ce type.

Les consoles relatives à la culée creuse ont une conception toute autre. De géométrie totalement différente, elles ne sont pas précontraintes et sont fixées aux entretoises de la culée par l'intermédiaire d'aciers passifs scellés directement dans le béton ancien.

Le caisson métallique

Le caisson métallique est fabriqué en usine, assemblé au pied de l'ouvrage et hissé à la grue par tronçons de la longueur d'une travée, déjà équipé des appareils d'appuis. Les tronçons sont raboutés par soudure en place. Cette opération, relativement aisée au début, se complique au fur et à mesure de l'avancement des travaux, les piles devenant de plus en plus hautes.

La maîtrise de la géométrie globale de l'ouvrage s'est révélée particulièrement délicate. En effet, le caisson étant hissé avec ses appareils d'appuis, il a été nécessaire de mesurer précisément la longueur de chacune des travées a priori et d'implanter les appareils d'appuis en conséquence, en tenant compte des corrections relatives aux conditions thermiques et au phasage de construction. En effet, une fois en place, la latitude de réglage dans le sens longitudinal est quasi nulle, sauf à prévoir des dispositifs de vérinage complexes. Or la tolérance sur la verticalité des biellettes est faible, le moindre faux-aplomb provoquant des efforts horizontaux parasites considérables. A titre d'indication, le dimensionnement a été conduit en tenant compte d'une tolérance de 20 mm sur la verticalité de chaque biellette, valeur qu'il s'est par la suite révélé extrêmement difficile de respecter.

Le caisson est rigidifié en torsion par des diaphragmes intermédiaires régulièrement espacés et soudés sur



Figure 7 : caisson métallique en cours de pose

trois côtés. Au final, il est parfaitement fermé par des diaphragmes d'extrémités. Cette conception, préférable dans le cas présent où le caisson est non visitable en raison de ses dimensions réduites, permet de se dispenser de peindre la face interne des tôles. En effet, aucun échange d'air n'étant possible avec l'atmosphère, la corrosion est totalement inhibée.

Le hourdis du caisson mixte

Compte-tenu de la longueur totale d'ouvrage (près de 2000 m), le hourdis supérieur du caisson mixte est préfabriqué par dalles de 7 m de longueur environ. Acheminées sur site par camion, elles sont mises en place à l'aide d'une grue mobile, positionnée au pied de l'ouvrage pour la réalisation du côté amont et sur le tablier du VIPP pour le côté aval, mais toujours sans restriction de circulation. Elles sont posées déjà équipées des ancrages de BN4-16, mais comportent encore de vastes lumières dans leur partie centrale. C'est dans ces réservations que viennent se loger les connecteurs. Elles sont bétonnées in situ en même temps que sont réalisés les clavages.

Dès que les dalles sont connectées au caisson métallique, la pose des nombreux équipements peut débuter.



Figure 8 : dalles préfabriquées du hourdis

Conclusion

Le chantier d'élargissement du viaduc d'accès fait appel à de nombreuses techniques différentes du génie civil : charpente métallique, béton précontraint, manutention, importants travaux de chaussées... Il se déroule en perturbant au minimum la circulation sur l'ouvrage, ce qui fait sa complexité : la fermeture complète n'intervient qu'un nombre réduit de week-ends pour la réfection de l'étanchéité et de la couche de roulement, la réalisation des ouvrages d'élargissement proprement dit n'entraînant que quelques fermetures partielles de nuit. Il s'étale sur une durée globale de 18 mois ■

Intervenants principaux

Maître d'ouvrage : État

Maître d'œuvre : DDE de la Gironde

Entreprises : Groupement DODIN / FREYSSINET / EIFFEL / EUROVIA Gironde

Etudes d'exécution : CERT / EIFFEL

Contrôle des études : Sétra

Quantités principales

Béton : 2180 m³

Acier de charpente : 1260 t

Crédit photos et dessins : DDE 33 - Sétra.



Figure 9 : vue générale de l'ouvrage d'élargissement avant pose des écrans

Colloques « Maîtrise d'œuvre sur les chantiers d'ouvrages d'art »

Sur demande de la Direction des Routes et en collaboration avec les DOA de CETE, le Sétra organise des journées régionales de sensibilisation au métier de maître d'œuvre sur les chantiers d'ouvrages d'art (neufs et réparation).

Ces journées s'adressent à tous les services ouvrages d'art et routes des DDE (travaux neufs et exploitation). Leur objectif est de rappeler les principes de la bonne gestion d'un chantier d'ouvrages d'art, en insistant sur la conduite à tenir pour chacun des intervenants en cas d'incident ou de différent avec l'entreprise.

Le CTOA a piloté le projet et réparti le travail en trois groupes pour la rédaction du contenu de ces journées :

- Groupe de travail **Coordination**

composé de : C. Bois (MISOA), R. Chaussin (MISOA), T. Mola (DR/GR), V. Salvini (DR/GR), E. Humbert (DREIF), H. Abel-Michel (Sétra - CTOA), G. Lacoste (Sétra - CTOA), C. Picot (Sétra - CTOA).

- Groupe de travail **Contrôle d'exécution**

composé de : E. Humbert (DREIF), J.M. Geoffray (CETE Lyon), H. Abel-Michel (Sétra-CTOA), G. Lacoste (Sétra-CTOA), Y. Jaffré (Sétra-CTOA), C. Picot (Sétra-CTOA).

- Groupe de travail **Traitement des anomalies et incidents**

composé de : N. Bellil (DR/GR), H. Abel-Michel (Sétra-CTOA), G. Lacoste (Sétra-CTOA), J.M. Lacombe (Sétra-CTOA), C. Picot (Sétra-CTOA).

Le CTOA et le service communication - action commerciale ont conjointement mis au point la valise de formation et organisé matériellement les journées. Gérard Forquet a réalisé les deux films qui sont projetés à chaque séance.

Ces colloques sont organisés au niveau régional par les CETE dont le directeur ouvre la journée. L'Inspecteur Général Ouvrages d'Art territorialement compétent présente l'objectif du colloque, la Direction des Routes fait un point d'avancement sur la décentralisation et la réorganisation des services, les discours de M. Parisé, Directeur des Routes et M. Decroix, Préfigurateur de la Direction Interrégionale des Routes Ouest sont projetés.

Ensuite, un maître d'œuvre de DDE intervient sur le contrôle d'exécution. Le discours est enrichi par la projection d'interviews de spécialistes des ouvrages d'Art : Hélène Abel-Michel (Chef du CTOA, Sétra) pour les risques types d'un chantier et les moyens de les éviter, Jean-Marie Geoffray (Groupe Ouvrages d'Art, CETE Lyon) pour les problèmes spécifiques aux ponts en béton, Jacques Berthelémy (Directeur



Technique CTOA, Sétra) pour les problèmes spécifiques aux ponts métal.

Cet exposé est suivi d'un débat avec la salle.

Le Sétra a souhaité faire coïncider la sortie du guide MEMOAR (MÉmento pour la Mise en Œuvre sur Ouvrages d'Art) avec la première de ces journées. Le document et son site y sont donc présentés et remis à chaque participant sous forme de CD Rom.

Un juriste de DDE expose ensuite les responsabilités pénales et administratives endossées par tout agent de l'état, en particulier en tant que Maître d'œuvre ou maître d'ouvrage.

En deuxième partie de journée sont abordés le traitement des anomalies et incidents puis la prévention du contentieux sous la forme d'un quiz avec participation de la salle suivi d'un exposé théorique mais émaillé d'exemples concrets.

Le Sétra a réuni l'ensemble des futurs intervenants le 15 mars 2005, Porte d'Orléans (Paris). Cette journée a été l'occasion de présenter le contenu des colloques aux formateurs et d'échanger avec eux en vue d'améliorer le support proposé.

Les animateurs des colloques étaient également présents pour s'imprégner du contenu théorique afin de mieux gérer, lors des colloques, le déroulement de la journée et les échanges avec la salle.



Photo de chantier d'ouvrage d'art - G. Forquet (Sétra)

Les colloques ont lieu :

- pour le CETE Nord Picardie
le 10 Mai 2005 à Arras
- pour le CETE de Lyon
le 23 Mai 2005 à Ecully
- pour le DREIF
le 14 Juin à Villejuif
- pour le CETE Méditerranée
le 30 Juin 2005 à Aix-en-Provence
- pour le CETE Sud Ouest
le 8 Septembre 2005 à Vayres
- pour le CETE Ouest
le 22 Septembre 2005 à Nantes
- pour le CETE Normandie Centre
la semaine du 3 au 7 Octobre 2005
- pour le CETE Est
le 20 Octobre 2005 à Pont-à-Mousson

Par la suite, le Sétra envisage de renouveler l'expérience avec les services techniques des collectivités territoriales, en adaptant évidemment le contenu des journées aux spécificités de ce public.

Caroline Picot

*MISOA : Mission d'Inspection Spécialisée des Ouvrages d'Art
DR/GR : Direction des Routes, Gestion du Réseau
DREIF : Direction Régionale de l'Équipement d'Ile de France
CTOA : Centre des techniques Ouvrages d'art*

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Evaluation de la performance des ouvrages : sécurité structurale, aptitude au service et durabilité	27 et 28 septembre 2005
Cycle « Les bétons et nouvelles performances » : les bétons hautes performances»	4 octobre 2005
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 3 : ouvrages de soutènement non courants»	11 au 13 octobre 2005
Exigences techniques pour l'exécution des structures en acier : la nouvelle norme européenne EN 1090 - domaines : bâtiment et ouvrages d'art	18 et 19 octobre 2005
Concevoir et construire les passerelles piétonnes	25 au 27 octobre 2005
EVACES 2005 - Experimental vibration analysis for Civil Engineering structures	26 au 28 octobre 2005
Cycle « Les bétons et nouvelles performances » : les bétons fibrés ultraperformants	15 novembre 2005
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » Module 4 : ponts à câbles	16 et 17 novembre 2005
Principes et pratique du calcul par éléments finis en génie civil	22 au 24 novembre 2005

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

• Rapport d'activités 2004 du Sétra

Reflète de l'activité du Sétra en 2004, ce rapport, publié sur les sites web du Sétra, présente les orientations fortes et les réalisations les plus marquantes ou significatives de l'année, classées par thème. On y trouvera également une présentation générale du Sétra, des chiffres clés et une liste des publications et logiciels publiés en 2004.

De nombreux liens permettent une navigation et une lecture transversale de ce rapport. Une abondante iconographie et plusieurs vidéos, regroupées en outre dans une rubrique « bonus », illustrent et complètent le texte de façon multimédia.

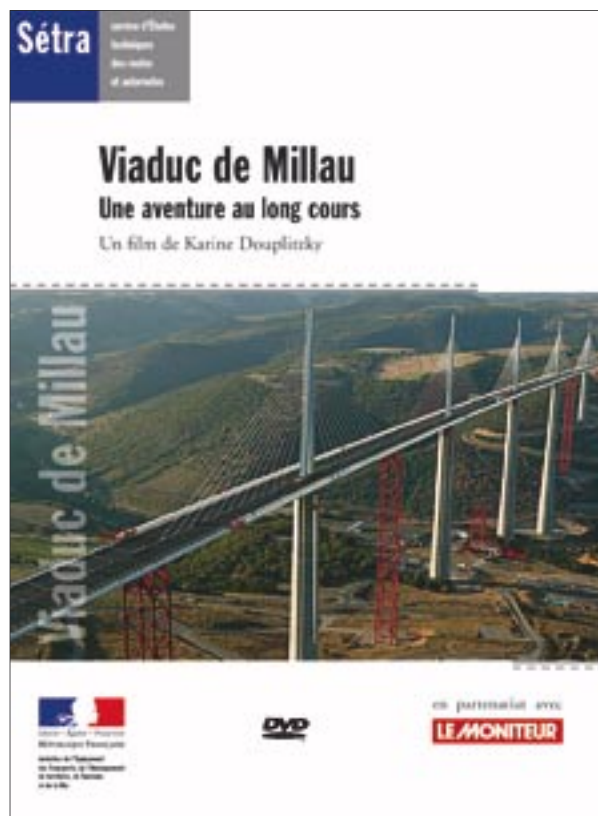
Ce rapport peut être téléchargé en Pdf et imprimé, partiellement (icônes figurant à chaque page) ou en totalité (fonction en page d'accueil), sous forme d'un document adapté graphiquement.

Accès public : <http://www.setra.equipement.gouv.fr/RA>
Réseau intranet du Ministère : <http://intra.setra.i2/RA>



• Prix de la communication publique au festival international du film d'entreprise pour le film « viaduc de Millau, une aventure au long cours »

Le film réalisé par Karine Douplitzky, et produit par le Sétra, a reçu le prix de la communication publique lors du festival international du film d'entreprise qui se tient chaque année depuis 16 ans au Creusot. Ce film de 90 minutes, tourné pendant les 13 années qu'aura duré ce projet, a été diffusé très largement en kiosque grâce à un partenariat entre le Sétra et le Groupe Moniteur. Le jury a relevé l'extrême justesse du ton de la réalisatrice et la qualité des témoignages des intervenants, et, en particulier, la prestation d'Emmanuel Bouchon, chef de la division des Grands Ouvrages du Sétra, qui éclaire les spectateurs sur le devenir de nos métiers au ministère de l'Équipement : passer de la conception au contrôle externe de projets.



• 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 Sétra, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

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

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

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

Avis techniques - Joints de chaussée de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
M 65/80	Freyssinet France	11-2004	11-2009	FATJO 04-08
GTA 30/50	RCA	11-2004	11-2009	FATJO 04-09

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

Coordonnées des rédacteurs

Sylvie Arnaud
CETE de Lyon/LRL/Ouvrages d'art
Tél : 04 72 14 32 16

Christophe Aubagnac
CETE de Lyon/LRA/Ouvrages d'art
Tél : 03 85 86 67 02

Jacques Berthelley
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 69

Patrick Dantec
CETE de Lyon/LRC/Ouvrages d'art
Tél : 04 73 42 10 43

Xavier Dairaine
DDE 33/SGT/Subdi pont d'Aquitaine
Tél : 05 56 38 54 00

Jean-François Derais
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 50

Thierry Kretz
LCPC
Tél : 01 40 43 50 91

Daniel Le Faucheur
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 77

Renaud Léglise
CETE Nord Picardie/INFRA/OA
Tél : 03 20 49 63 63

Gérard Métais
CETE de Lyon/LRA/Ouvrages d'art
Tél : 03 85 86 67 44

Patrice Schmitt
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 35 49

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 : **0534** - Prix de vente : **10 €**

L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document

*Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex*

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

