

# OUVRAGES D'ART

N° 13 - Novembre 92

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



**Pont de Normandie**  
Reliera en 1995, Le Havre  
et Honfleur.

Photo G. Forquet-SETRA

## SOMMAIRE

■ <b>Ouvrages à suivre</b> 2	■ <b>Qualité et gestion</b> 16
• Pont de Normandie - Le chantier progresse à grand pas	• EDOUART, Toujours PLUS
■ <b>Techniques particulières</b> 5	■ <b>Informations brèves</b> 17
• Pont types - Elargissement des ponts-cadres et portiques	• Dernière minute : "Incident sur un V.I.P.P."
• Ponts mixtes - Bétonnage des dalles Comment limiter la fissuration durant la construction : calcul du phasage avec le module instantané du béton	• Comment prévenir l'alcali-réaction
■ <b>Equipements et entretien</b> 9	• Joints de chaussées des ponts-routes Liste des avis techniques valables à la date de Novembre 1992
• Etanchéité - Protection des parties d'ouvrages hors zone sous chaussée	■ <b>Quelques stages ouvrages d'art</b> 18
■ <b>Calculs</b> 11	■ <b>SETRA</b> Les dernières publications Ouvrages d'Art 19
• Flexion transversale au milieu de la dalle : - bi-poutre mixte - caisson en béton	■ <b>Coordonnées des rédacteurs</b> 20
• Ouvrages types - Saisie des données par minitel	



Bulletin de liaison diffusé par le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du  
SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92223 Bagneux cedex - FRANCE  
Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopieur : (1) 46 11 31 69 - Télex : 260763 F



Photo 1

# PONT DE NORMANDIE

## Le chantier progresse à grands pas

### INTERVENANTS

**Maîtrise d'ouvrage :**  
Chambre de Commerce et de l'Industrie du Havre

**Maîtrise d'œuvre :**  
DDE 76-Mission Pont de Normandie

assistée :  
- du SETRA  
- des B.E. privés :

EIEG  
QUADRIC  
SEEB  
SETEC  
SOPRESID  
SOGELERG  
- des organismes spécialisés :  
CSTB  
ONERA  
et du cabinet d'architecture :  
Charles Lavigne

**Entreprises principales :**  
- Pour les parties en béton : le GIE "Pont de Normandie"

composé de :  
BOUYGUES  
CAMPENON-BERNARD  
DUMEZ  
GTM  
QUILLERY  
SOGEA  
SPIE

et les principaux sous-traitants :  
BILLINGER et BERGER  
DSD/SECOMETAL

- Pour le tablier métallique :  
MONBERG et THORSEN  
et les principaux sous-traitants :  
MUNH  
FREYSSINET

Quatre ans après la "première pierre", le Pont de Normandie donne aujourd'hui au visiteur une réelle impression d'ouvrage grandiose ; en particulier, les deux pylônes qui atteignent déjà 130 mètres permettent d'apprécier véritablement l'échelle de l'ouvrage. (photo 1)

Après un bref rappel de l'organisation des travaux, nous ferons le point sur l'état d'avancement du chantier au cours de cet automne 1992.

### Rappel de l'organisation des travaux

La construction proprement dite de l'ouvrage principal à haubans fait l'objet de deux contrats différents : le Génie Civil et le Métal.

Pour le Génie Civil, le GIE Pont de Normandie titulaire du marché, est constitué des entreprises BOUYGUES et CAMPENON BERNARD qui jouent un rôle de pilote et de cinq autres entreprises françaises (DUMEZ, GTM, QUILLERY, SPIE et SOGEA).

Ce groupement d'entreprises doit construire sur chaque rive, les parties en béton c'est-à-dire, les travées latérales construites par poussage, à partir de la rive sur les piles préalablement exécutées, le pylône et les consoles réalisées par encorbellement de part et d'autre du pylône et soutenues par les premiers haubans.

Pour la tête de pylône, finalement constituée de deux grandes tôles verticales sur lesquelles viendront s'ancrer les haubans, le GIE a fait appel à l'entreprise DSD installée en Allemagne pour l'exécution des plaques métalliques et à l'entreprise SECOMETAL installée dans l'Est à

BOUZONVILLE pour le montage et le soudage des différents tronçons. Le GIE termine ensuite la tête du pylône en réalisant deux coques en béton, coulées avec un léger décalage, qui viennent rétablir la continuité visuelle et redonner au pylône sa silhouette élancée.

Au cours de l'année 1993, les structures en béton seront terminées et remises à l'entreprise danoise MONBERG et THORSEN titulaire du Marché Métal, qui construira alors la partie métallique de la travée centrale.

En réalité, MONBERG et THORSEN n'assure qu'un rôle de coordination ; elle a en effet signé deux principaux contrats de sous-traitance :

- Avec le groupe SARTEC-MUNCH pour la construction des voussoirs constitués d'éléments de rive fabriqués dans l'usine de FROUARD et de panneaux raidis construits sur le site de RADICATEL près de TANCARVILLE.
- Avec la société SDEM pour le transport maritime par la SEINE et le montage des voussoirs sur les encorbellements.

La précontrainte des structures en béton et le haubanage de l'ensemble de l'ouvrage (métal et béton) ont été confiés à la Société FREYSSINET sous-traitante du GIE et de MONBERG et THORSEN.

### Etat d'avancement des travaux

#### Les travées d'accès en béton

Le viaduc poussé Sud (451,75 m) est terminé depuis la fin du mois de juillet. La construction a duré un an. (photo 2 et 2 bis)

Les principaux matériels et automatismes de poussage ont été transférés sur la rive droite (côté Le Havre) et les premiers tronçons du viaduc Nord commencent à être coulés.

Le rythme moyen de deux à trois voussoirs de 7,25 m poussés par semaine devrait être rapidement atteint grâce à l'expérience acquise pour le viaduc Sud.

#### **Les piles**

Les dernières piles du viaduc Nord, proches du pylône se terminent. *(photo 3 et 3 bis)*

#### **Les pylônes**

Les pylônes progressent rapidement. Le rythme moyen est actuellement de l'ordre de deux levées de 3,30 m par semaine et par pylône.

Le pylône Sud a environ un mois de retard sur le



*Photo 2 bis*



*Photo 2*

*Photo 3*



*Photo 3 bis*







J. JACOB

pylône Nord. (photo 4 et 4 bis)

Pour le pylône Nord, les deux jambes se sont pratiquement rejointes. Un buton en X permet de les maintenir en position avant le coulage du nœud de liaison qui se situe à une altitude d'environ 135 mètres. (photo 5)

La fabrication des premiers tronçons du noyau métallique des têtes de pylône a débuté. Le montage de ces tronçons est prévu en 1993.

#### Les consoles en béton

Les entretoises de liaison entre le tablier et les pylônes, situées à une altitude voisine de 55 mètres, sont terminées. A présent, le GIE met en place sur chaque pylône, l'équipage mobile qui va permettre la construction, par encorbellements successifs, du fléau en béton (116 m vers la Seine et 96 m vers les culées). (photo 6)

#### La travée métallique

En cette fin d'année 1992, nous pouvons également commencer à parler du caisson métallique de la partie centrale de la grande travée.

En effet, le premier voussoir est en cours d'assemblage sur le chantier forain de RADICATEL. (photo 7)

Le début du montage de la travée métallique est prévu pour la fin de l'année 1993.

Nous aurons l'occasion d'en reparler. ■



Photo 4  
Pylône Sud

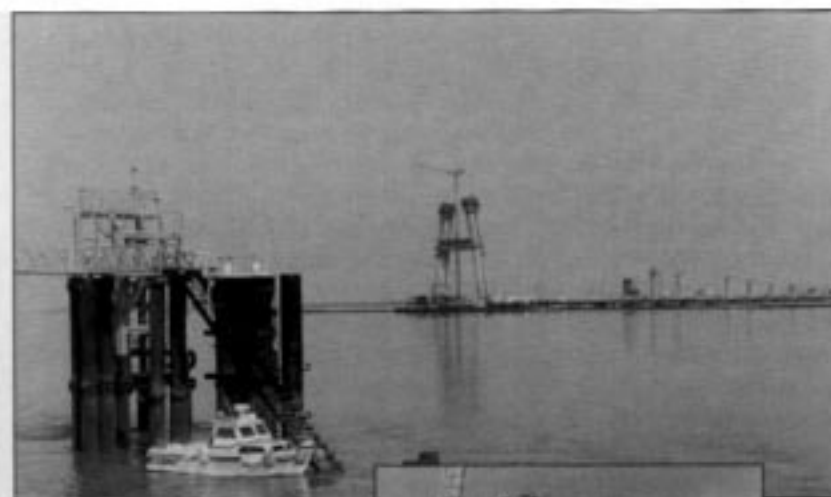


Photo 4 bis  
Pylône Nord



Photo 5



Photo 6  
Pylône Sud



Photo 7

# PONTS TYPES

## Élargissement des ponts-cadres et portiques

La possibilité ou non d'un élargissement ultérieur de l'une des plates-formes (voie portée ou voie franchie), est un facteur à prendre en considération dès le stade de la conception d'un ouvrage.

Plusieurs cas peuvent se présenter, selon que l'on doit :

- prévoir des dispositions pour des ouvrages neufs élargissables à terme ou intervenir sur un ouvrage existant,
- procéder à un élargissement de la voie franchie ou de la voie portée.

Bien qu'il n'existe pas de solution adaptable à tous les cas de figure, il est possible d'énumérer quelques cas couramment rencontrés :

### Ouvrages neufs

Lorsque l'élargissement envisagé pour la voie portée ou la voie franchie est modéré (par exemple deux fois deux voies à transformer en deux fois trois voies), la solution la mieux adaptée, compte tenu des difficultés d'intervention ultérieure, consiste généralement à construire l'ouvrage dans sa configuration définitive, même si l'élargissement n'est pas certain.

Pour faciliter les travaux du doublement futur, il est toutefois préférable dès la première phase :

- de prévoir des murs de tête démontables du côté de l'élargissement (terre armée, etc.),
- de réaliser les fondations du deuxième demi-ouvrage, surtout si elles sont sur pieux.

Lorsque l'élargissement possible porte sur la plate-forme de la voie franchie, deux cas sont à considérer :

- Si l'élargissement est certain, la meilleure solution consiste généralement à réaliser dès la première phase l'ouvrage dans sa configuration définitive, quitte à en masquer la partie non fonctionnelle en première phase.
- Dans le cas contraire, aucune solution toute faite ne peut être proposée. Lorsque ni l'opportunité ni la date de l'élargissement ne sont fixées, il paraît préférable de ne rien prévoir.

En revanche, si l'élargissement est probable, mais seulement dans un avenir lointain, dont on n'est pas maître au stade de la conception, il peut être judicieux de prendre un certain nombre de précautions destinées à faciliter les travaux ultérieurs. Ces précautions peuvent concerner aussi bien les fondations et les murs de tête (comme lors d'un doublement de la voie portée) que la conception de l'ouvrage.

A titre indicatif, la figure ci-après montre la conception d'un portique élargissable. Ses principales particularités sont les suivantes :

- Le piédroit central sert d'appui à la partie construite en deuxième phase, moyennant un corbeau prévu à cet effet, et supportant une dalle de transition en première phase.
- L'ouvrage est conçu pour supporter les poussées des terres dissymétriques intervenant en deuxième phase.
- Les nervures verticales prévues dans le piédroit central masquent le corbeau et les descentes d'eaux pluviales.
- Les goussets sont disposés en retrait par rapport aux bords libres, de sorte à être peu perceptibles en vision frontale, et conserver ainsi une certaine symétrie dans la perception globale de l'ouvrage définitif.

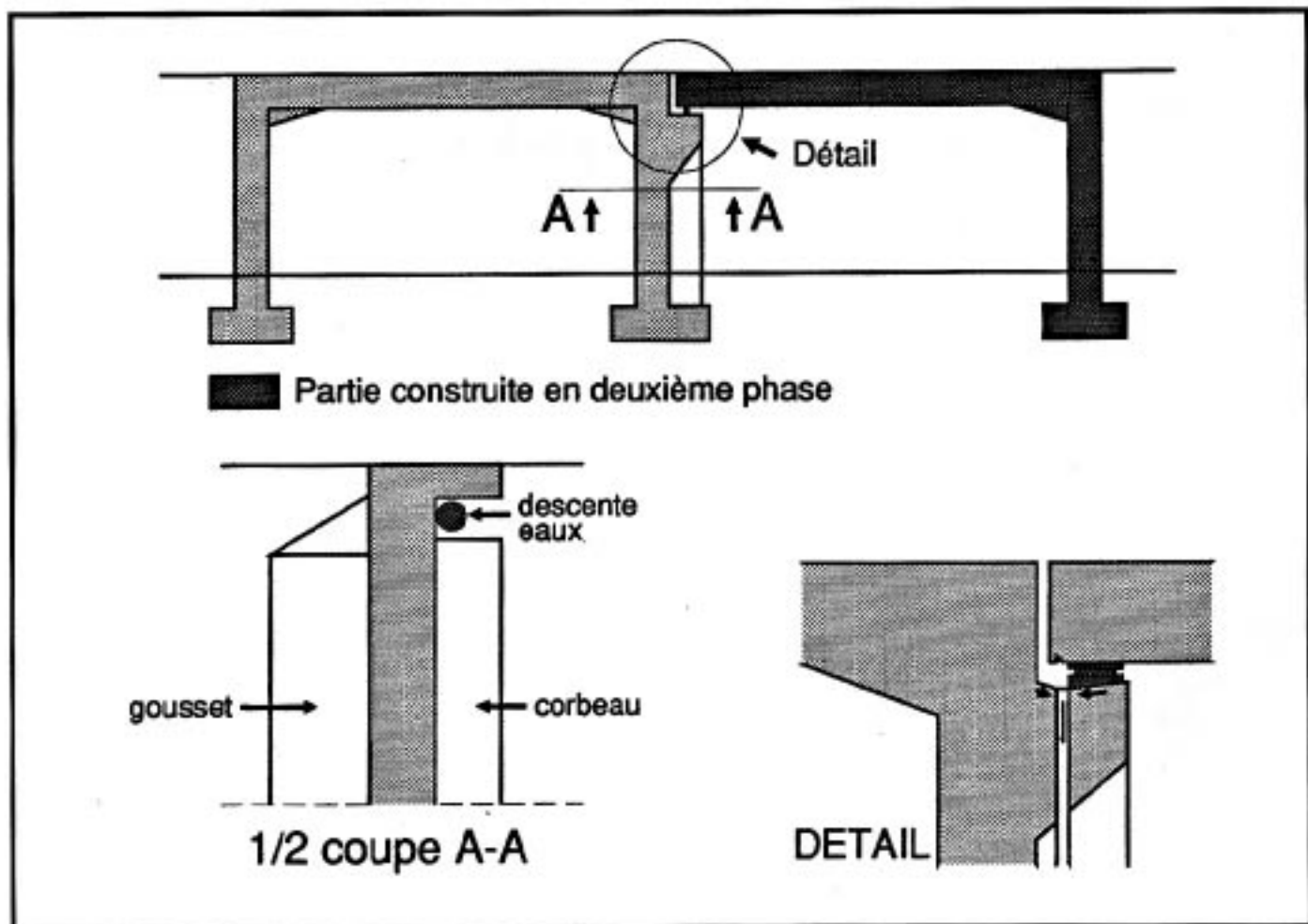
### Ouvrages existants

La première démarche consiste évidemment à s'assurer qu'il n'est pas possible d'effectuer des transformations simples du profil en travers (réduction de la largeur des voies ou des bandes dérasées, déplacement, modification, voire suppression de certains équipements,...).

Dans la négative, il est nécessaire de construire soit un ouvrage soit des parties d'ouvrage juxtaposés à l'ouvrage existant :

#### - Élargissement de la voie portée

- Lorsque la voie portée est à doubler, il est en général relativement simple de construire un deuxième ouvrage à côté de l'ouvrage existant. En général, pour des raisons esthétiques, on s'efforcera de construire un ouvrage d'apparence identique au premier.



La principale contrainte dans ces cas étant le plus souvent de maintenir la circulation sur la voie franchie, le recours à un pont-cadre est exclu, un portique ne pouvant quant à lui être envisagé que lorsqu'une limitation du gabarit est admissible en phase de construction.

- Pour des élargissements modérés, on peut avoir recours à un portique ou à une dalle contigus, dont le tablier peut être selon les cas séparé ou solidaire de celui de l'ouvrage existant.
- Dans le cas de tabliers solidaires, la liaison est effectuée en scellant des armatures dans le tablier existant. Le liaisonnement de celles-ci avec la partie à construire peut s'effectuer par manchonnage ou par recouvrement.

• Pour des élargissements très modérés, des consoles scellées sur les rives de l'ouvrage existant de la manière décrite ci-dessus peuvent parfois constituer une solution acceptable.

• **Elargissement de la voie franchie**

Il s'agit du cas le plus délicat, sur lequel il est impossible de donner des indications générales a priori. Seule une étude au cas par cas peut permettre de dégager les solutions les mieux appropriées. ■

A. MILLAN  
V. LE KHAC

# PONTS MIXTES

## Bétonnage des dalles

### Comment limiter la fissuration durant la construction : calcul du phasage avec le module instantané du béton

Plusieurs articles sont déjà parus dans les colonnes de la revue DOA sur le thème de la fissuration des dalles de ponts mixtes. Dans le numéro 11, B. Flourens et I. Joassard ont bien posé le problème tandis que J. Roche, H. Abel et R. Tirat rappelaient les règles de **bonne conception** dont la première est de bétonner "en pianotant", pour limiter la contrainte de traction dans le béton. Dans le numéro 12, T. Kretz et D. Poineau ont mis l'accent sur l'importance de la **bonne exécution**: la formule du béton doit contenir un minimum d'eau, la cadence de bétonnage doit rester raisonnable, la cure du béton doit permettre d'éviter la fissuration en surface, et les reprises de bétonnage doivent être spécialement soignées.

Même dans le cas où ces règles de bonne conception et de bonne exécution sont mises en œuvre, des fissures apparaissent cependant dans la dalle en phases de construction.

#### Explication :

Afin de déterminer correctement la contre-flèche de fabrication qui dépend du phasage de bétonnage, le calcul habituel des phases de construction des ponts mixtes est mené avec le module différé du béton, et ce conformément au règlement F.81.31.bis de 1981. Le module différé correspond à  $n=18$  pour un béton B35, et à  $n=15$  pour un béton B60 HP.

Si le calcul habituel est nécessaire, il ne suffit pas. Le fluage du béton en compression est en effet un phénomène qui se développe avec plusieurs années d'application d'efforts soutenus.

Un calcul des phases de construction, mené avec le module instantané du béton, fait apparaître dans les fibres de la dalle des déformations seulement légèrement inférieures à celles obtenues avec le module différé. Ceci est d'autant plus vrai que les ouvrages sont de grandes portées. En revanche, le module d'Young étant trois fois plus élevé, les contraintes dans le béton sont finalement beaucoup plus fortes si le calcul est mené avec le module instantané  $n=6$ , que s'il est mené avec le module différé  $n=18$ . (respectivement  $n=5$  et  $n=15$  pour du B60 HP).

Les contraintes qu'on calcule ainsi, dépassent souvent nettement le  $f_{tj}$  de bétons encore très jeunes, et sont alors suffisantes pour qu'on observe des fissures dans un hourdis mis en traction pendant les phases de construction.

Cette hypothèse confortée par l'expérience du VIADUC DE CARAMANY permet d'expliquer pour l'essentiel le phénomène des fissures apparaissant dans les dalles des ponts mixtes réalisées en pianotant.

Le schéma ci-après montre le relevé des fissures établi par B. Many de la DDE des Pyrénées Orientales, et en parallèle le résultat d'un calcul des contraintes dans la dalle en construction.

#### Conclusions pratiques :

Il faut mener un calcul supplémentaire permettant le contrôle de la traction dans la dalle pendant les phases de construction.

Il est souhaitable que les marchés demandent la modélisation des phases de construction, les calculs étant également menés avec le module instantané du béton, et ce en complément des dispositions habituelles. Le but est de rendre le béton moins fragile et de limiter l'ouverture des fissures. Le **ferraillage minimal de un pour-cent** sera alors adopté dans un plot si la contrainte dans le béton y atteint une traction supérieure à  $f_{tj}$  comme le prévoit la clause réglementaire pour l'E.L.S. qui est à considérer pour toutes les phases de construction ( F.81.31.bis, article 10 ). Bien entendu, l'âge très jeune du béton sera utilisé pour déterminer cette valeur de  $f_{tj}$  selon les règles du BAEL. A l'extrémité des plots déjà durcis, on considèrera pour le calcul des contraintes la réduction de la largeur participante de la dalle. On devra enfin tenir compte de l'effet du retrait.

On ne peut pas négliger le retrait concomitant à court terme, à prendre avec le module instantané du béton. Le retrait est en effet un phénomène qui se développe dans les semaines et les mois qui suivent la prise du béton. Il est partiellement bridé par la charpente métallique. Au retrait traditionnel, vient s'ajouter le retrait endogène encore mal connu. Celui-ci varie fortement en fonction de la nature exacte du béton, notamment

**NDLR :**  
Un article plus détaillé doit paraître prochainement dans le bulletin "Ponts Métalliques" de l'OTUA sur ce thème ainsi que sur d'autres sujets concernant les dalles de ponts-mixtes.



du rapport Eau/Ciment. Des études sont en cours sur ces questions.

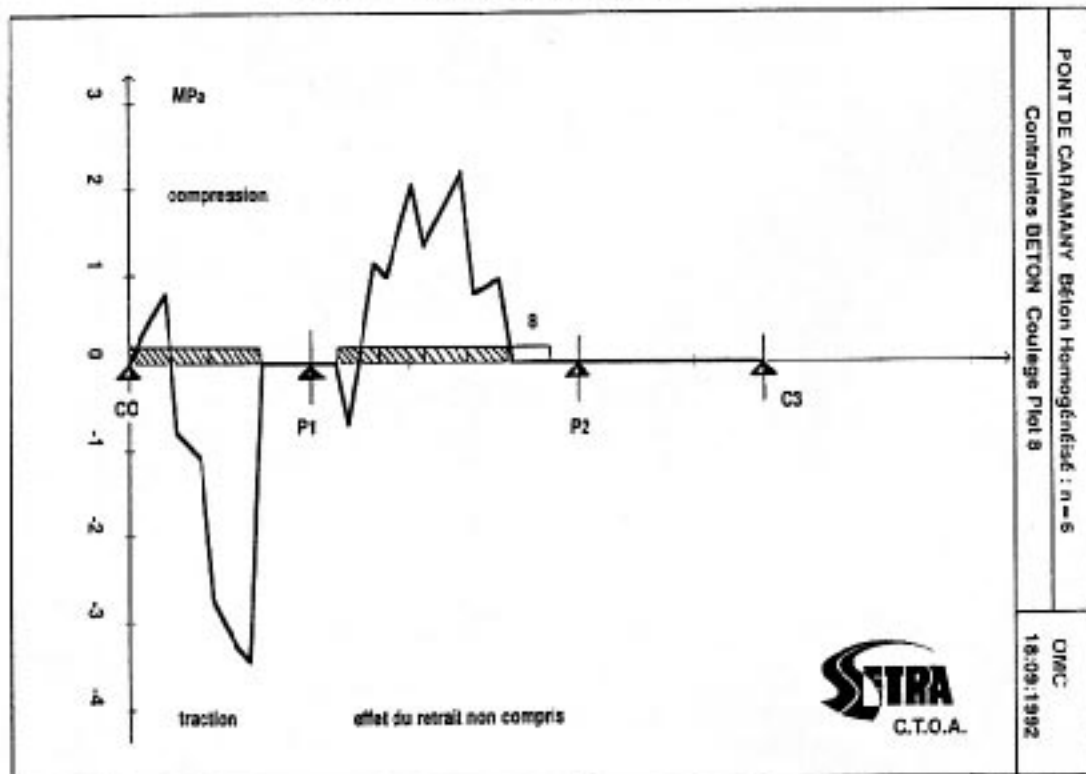
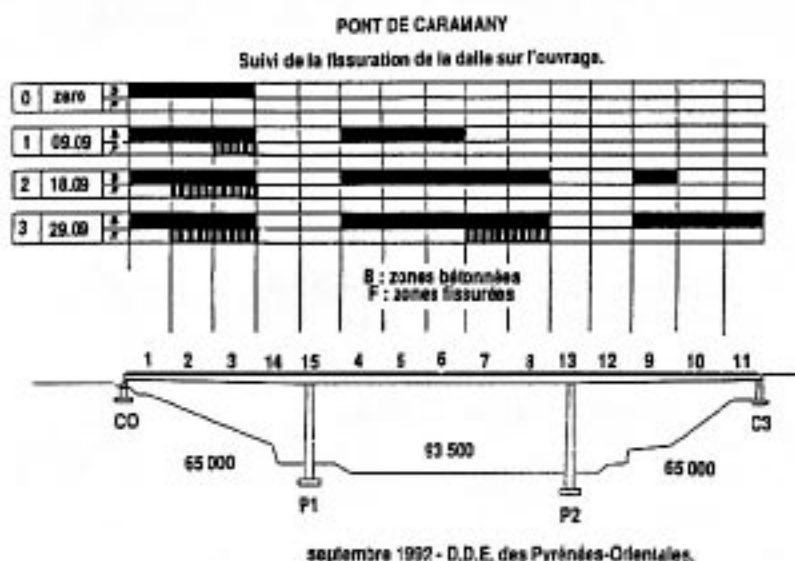
Lors des études d'exécution, il appartient en général au bureau d'études chargé du calcul de la charpente de définir en fonction du phasage de bétonnage les zones à ferriller à un pour cent. Ce bureau a donc besoin d'un plan du phasage de bétonnage défini par l'entreprise de génie civil, et de l'échéancier de bétonnage correspondant.

En cas de doute sur la validité des calculs, il est recommandé d'adopter le taux minimal de un

pour cent dans les zones de dalle susceptibles d'être tendues. ■

P.S.

Le cadre d'entretoisement (cf. bulletin DOA n°11) prévu sur piles à Caramany pour transférer aux appuis dans de bonnes conditions les efforts horizontaux dus au séisme et au vent, n'a pas gêné le bétonnage de la dalle. Le tiroir de l'outil coffrant a circulé comme prévu entre la pièce de pont et l'entretoise, avant qu'on mette en place le contreventement boulonné.





# ETANCHEITE

## Protection des parties d'ouvrages hors zone sous chaussée

**I**l n'est plus guère discuté, aujourd'hui, de l'intérêt ou non d'une chape d'étanchéité sur les ponts. L'expérience aussi bien française qu'étrangère, notamment aux Etats-Unis, démontre que cet investissement est rentable en terme de protection du capital que constitue un pont.

Il reste que la notion d'étanchéité conserve, dans de nombreux esprits, un aspect restrictif : l'étanchéité est ce qui règne sous la chaussée. C'est d'ailleurs là que l'on trouve les techniques actuelles bien connues et assez correctement maîtrisées, même s'il reste encore à faire.

Que fait-on, alors, pour protéger les parties d'ouvrages au-delà de la chaussée et les superstructures au-dessus de la chape ?

### Evolution de la conception des ouvrages

Ces parties d'ouvrages hors chaussée ont pris de plus en plus d'importance dans les projets actuels. Dans le cas de ponts très simples où la chape d'étanchéité peut régner de corniche (ou contre corniche) à corniche, les seules parties non protégées sont les bordures de trottoirs et les corniches. Moyennant des pentes transversales confortables et quelques précautions constructives, leur pérennité est assurée de façon satisfaisante.

Avec l'évolution de certaines conceptions de profils en travers (notamment en zone urbaine, mais pas uniquement), on note que les parties hors chaussées peuvent prendre des proportions importantes. C'est ainsi que l'on trouve des longrines de fixations de barrières, des barrières en béton, des parapets en béton, des corniches immenses, des corniches caniveaux en béton, des passages de services confortables longeant des écrans acoustiques, etc.

Il y a aussi le cas de ces ouvrages en construction sur des autoroutes de montagnes où les conditions climatiques rendront obligatoire l'usage de sels de déverglaçage et mettront à rude épreuve les bétons de ces parties de superstructures.

Il ne faut donc pas négliger d'assurer une protection de ces parties d'ouvrages au moins aussi importantes que la structure elle-même.

### Comment assurer une protection satisfaisante de ces parties hors chaussée

On peut envisager trois solutions pour protéger ces parties de ponts.

#### 1 - Par les techniques d'imprégnation du béton

Ces techniques, parfois utilisées dans quelques pays européens, consistent à imprégner la peau du béton par un produit type Silan, Siloxane, ou similaire. Ces produits agissent plus comme un bouche pore superficiel.

A priori, la protection semble limitée parce qu'ils ne concernent que la peau du béton, sur quelques millimètres, et ils n'ont aucune efficacité en présence de fissures existantes au moment de l'application ou apparaissant ultérieurement.

Compte tenu des rares éléments d'information en notre possession, nous pensons que le rapport prix/efficacité ne justifie pas de faire appel à ces solutions.

#### 2 - Prévoir des formulations de béton adaptées

A la suite de graves désordres de tenue aux gel/dégel de béton dans certaines régions de France, un groupe de travail a rédigé et diffusé, en Mars 1992, des "Recommandations spécifiques à l'élaboration des bétons pour les parties d'ouvrages non protégées des intempéries et soumises à l'action du gel" avec une rédaction pouvant être intégrée à un CCTP.

Dans tous les cas où cela est justifié, il est hautement conseillé d'appliquer ces Recommandations. Cependant, si elles constituent une condition nécessaire à une bonne pérennité, elle n'est pas, à notre avis, suffisante.

En effet, il y a toujours le risque de voir des pénétrations d'eau (chargée en sels de déverglaçage) par les fissures du béton



A9-Béziers



Mise en œuvre sur un trottoir du pont de Gilly (A 43)

susceptibles de provoquer la corrosion des armatures proches de la surface. A ce sujet, les prescriptions préconisent des enrobages d'armatures de 3 à 4 cm en zone agressive, mais il faut savoir ce que cela donne dans les faits et il est fréquent d'avoir des armatures à proximité de la surface.

### 3 - Etanchéité

Il faut donc compléter par une étanchéité. Mais de quel type?

Compte tenu de la complexité de ces zones, l'existence de nombreuses traversées, des ancrages de garde-corps ou de barrières de sécurité,... il est hors de question de prévoir des étanchéités de type asphalte, feuilles préfabriquées ou similaire car elles nécessitent des précautions pour éviter le cheminement à l'interface étanchéité/béton.

Dans ces conditions, seules les étanchéités de type film mince adhérent au support permettent

d'apporter une solution satisfaisante à ce problème. Si nous pensons que ces produits ne sont pas bien adaptés, pour le moment, à l'étanchéité sous chaussée, principalement du fait de difficultés de liaison de l'enrobé sur ces chapes et de la mauvaise transmission des efforts tangentiels, ils sont la seule et unique solution technique dans ce contexte.

### Quels sont les produits à retenir ?

Il existe beaucoup de produits commercialisés et qui prétendent répondre à ce besoin. Leur principal intérêt est leur faible coût, mais on en aura pour son argent ! Nous conseillons de s'orienter vers des produits qui ont fait leurs preuves par des essais de conformité au CCTG, Fascicule 67, titre I (étanchéités des ponts routes, support en béton de ciment).

Par rapport à ces essais et pour tenir compte de la spécificité du domaine d'emploi, nous conseillons de prévoir les compléments suivants :

- il n'est pas nécessaire d'exiger les caractéristiques après choc thermique, puisque l'on n'a pas de pose de revêtement hydrocarboné par dessus,
- il faut, par contre, demander les précautions envisagées par le formulateur pour résister aux agressions de l'ozone, des UV et des sels de déverglaçage.

La liste des Sociétés ayant satisfait aux essais de conformité du F 67 est disponible dans chaque Laboratoire Régional des P & C.

Les précautions habituelles pour la mise en œuvre de ces films minces sont évidemment à respecter : humidité du support, préparation du béton, conditions de fabrication, etc.

### Conclusion

La protection des parties d'ouvrages hors la zone sous chaussée ne doit pas être négligée. Il ne faut pas hésiter à faire appel à des techniques différentes de l'étanchéité qui sera mise sur l'ouvrage. Les films minces adhérent au support sont bien adaptés à ce domaine d'emploi et peuvent venir en complément à un béton dont la formulation a été étudiée pour résister aux cycles de gel/dégel. ■

# FLEXION TRANSVERSALE AU MILIEU DE LA DALLE

- bi-poutre mixte
- caisson en béton

Dans le présent article, je compare les moments de flexion transversale au milieu de la dalle d'un caisson en béton et d'un bi-poutre mixte. J'en déduis les épaisseurs correspondantes, en admettant que l'épaisseur est proportionnelle à la racine du moment (même ratio de ferrailage passif).

Dans le premier paragraphe, j'utilise les exemples fournis dans le Bulletin Technique N°1 du S.E.T.R.A. (BT1) et je ne considère que les surcharges de chaussée.

Dans le second paragraphe, je considère un caisson béton construit. Cette étude qui prend en compte les charges permanentes est un peu plus complète.

## I - EXEMPLES DU BT1

Dans les annexes 1 et 2 complément au BT1, MM. THENOZ et TU ont calculé le moment au centre de deux caissons. J'utilise leurs résultats, et je vais calculer le moment au centre de la dalle de pont mixte dont la portée est égale à l'entraxe des âmes.

### I.1 - Exemple de l'annexe 1 du BT1

Voir fig. 1

- . entraxe des poutres  $l_1 = 3,25$  m
- . portée de la dalle entre goussets  $l_2 = 2,51$  m.

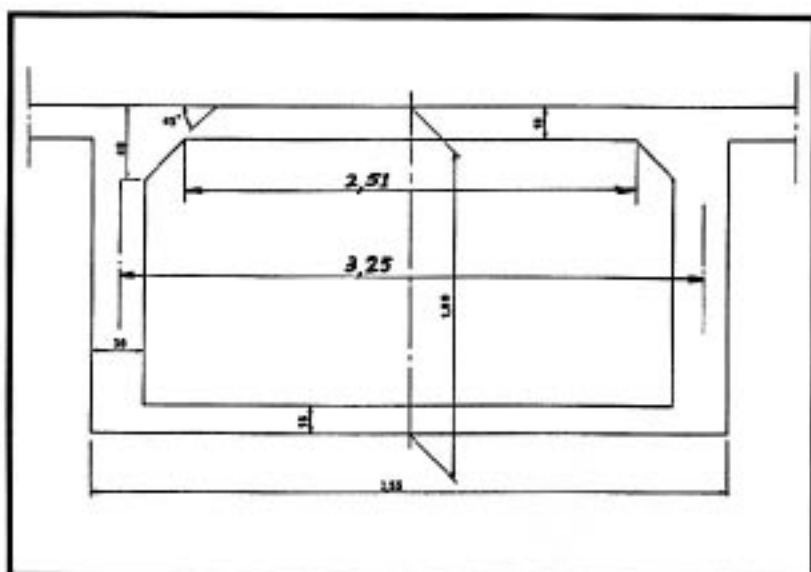


Figure 1

Pour la dalle parfaitement encadrée, de portée 2,51 m, les abaques 1 et 2 fournissent les moments suivants sous  $B_C$ .

$$M_a = 1,65 \text{ tm/m}$$

$$M_c = 2,24 \text{ tm/m.}$$

Après la prise en compte de la flexibilité du caisson au moyen d'un calcul en cadre, le BT1 fournit un moment au centre de 1,75 tm/m.

La portée de la dalle supposée encadrée, ayant le même moment au centre, est de 2,67 m. Elle est inférieure à l'entraxe des poutres, et semble exagérément faible.

Si on considère la dalle de même portée 3,25 m simplement appuyée sur ses bords, le moment transversal au centre dû à la charge  $B_C$  est :

$$M_d = 3,55 \text{ tm/m (abaque n° 9)}$$

Ce moment augmente dans le rapport

$$k = 3,55/1,75 = 2,03.$$

L'épaisseur de la dalle doit être augmentée proportionnellement à  $\sqrt{k}$ , soit une augmentation de 42 %.

### I.2 - Exemple de l'annexe 2 du BT1

Voir fig. 2

- . entraxe des âmes  $l_1 = 6,30$  m.
- . portée de la dalle entre goussets  $l_2 = 5,50$  m.

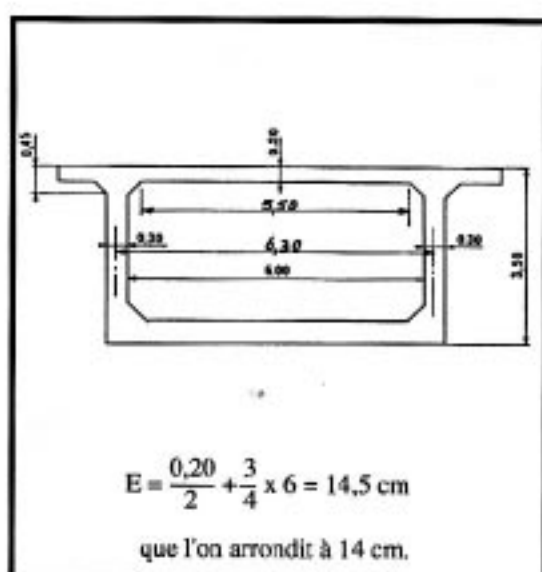


Figure 2

Pour la dalle de portée 5,5 m encadrée sur ses bords, les abaques fournissent les moments au centre suivants :

$$B_c \quad M_a = 3,25 \text{ tm/m}$$

$$B_t \quad M_a = 3,45 \text{ tm/m}$$

$$\text{Char} \quad M_a = 4,35 \text{ tm/m}$$

Après prise en compte de la flexion transversale du caisson, le BT1 fournit les moments au centre suivant :

$$B_c \quad M_a = 3,25 \times 1,086 = 3,530 \text{ tm/m}$$

$$B_t \quad M_a = 3,45 \times 1,163 = 4,012 \text{ tm/m}$$

$$\text{char} \quad M_a = 4,35 \times 1,139 = 4,955 \text{ tm/m}$$

Si l'on considère la dalle de même portée 6,3 mètres simplement appuyée sur ses bords, les abaques du BT1 fournissent les moments de flexion transversale suivants au centre :

$$B_c \quad M_a = 6,00 \text{ tm/m} \quad \left\{ \begin{array}{l} k=6,00/3,530 = 1,70 \\ \sqrt{k}=1,30 \end{array} \right.$$

$$B_t \quad M_a = 6,90 \text{ tm/m} \quad \left\{ \begin{array}{l} k=6,90/4,012 = 1,72 \\ \sqrt{k}=1,31 \end{array} \right.$$

$$\text{char} \quad M_a = 8,35 \text{ tm/m} \quad \left\{ \begin{array}{l} k=8,35/4,955 = 1,685 \\ \sqrt{k}=1,298 \end{array} \right.$$

L'épaisseur de la dalle doit augmenter proportionnellement à la racine carrée du moment, soit une augmentation de 30 % dans le cas présent, bien que les goussets soient peu importants.

## II - OUVRAGE REEL

Je considère la section de clé d'un important ouvrage en béton, construit par encorbellements successifs ces dernières années en France. L'épaisseur du hourdis supérieur de ce caisson en béton est bien optimisée. Je vais essayer de déterminer l'épaisseur que l'on obtiendrait pour un pont mixte, avec un dimensionnement homogène.

### II.1 - Caisson en béton

Voir fig. 3

La hauteur du caisson est de 4 m et la largeur du hourdis supérieur est de 15,5 m. Ce hourdis supérieur a une épaisseur de 0,25 m dans l'axe du caisson et il est fortement épaissi au voisinage des âmes.

Les superstructures prises en compte dans le calcul sont : un revêtement de chaussée de 0,228 t/m<sup>2</sup> sur toute la largeur du hourdis et des barrières latérales de 0,91 t/m.

Le coefficient de majoration dynamique pris en compte dans le calcul est 1,24. On ne considère pas le char.

L'entraxe des âmes pris en compte dans le calcul en cadre est de  $3,785 \times 2 = 7,57$  m. Lorsque l'on déduit l'épaisseur de l'âme et les goussets à 45 degrés de part et d'autre, on obtient une portée de dalle de 6 m pour l'utilisation des abaques du BT1.

On notera que l'épaisseur de la dalle dans l'axe est de 0,25 m soit :

1/30 de l'entraxe des poutres.

ou 1/24 de la portée de la dalle biencastrée considérée pour l'utilisation du BT1 (6,00 m).

Je rappelle brièvement le calcul du moment transversal dans l'axe du caisson.

Le moment dû au poids propre, calculé par l'entreprise, est 1,04 tm/m.

Dans la dalle de 6 mètres biencastrée, les moments sont :

$$\text{- pour } B_c \quad M_a = 3,5 \times 1,24 \times 1,1 = 4,77 \text{ tm/m}$$

$$M_e = -5,5 \times 1,24 \times 1,1 = -7,23 \text{ tm/m}$$

$$\text{- pour } B_t \quad M_a = 3,75 \times 1,24 \times 1,0 = 4,65 \text{ tm/m}$$

$$M_e = -7,96 \times 1,24 \times 1,0 = -9,87 \text{ tm/m}$$

Dans le calcul en cadre, lorsque l'on applique deux couples unités aux nœuds de jonction du hourdis avec les âmes, le moment dans l'axe est de 0,07 tm.

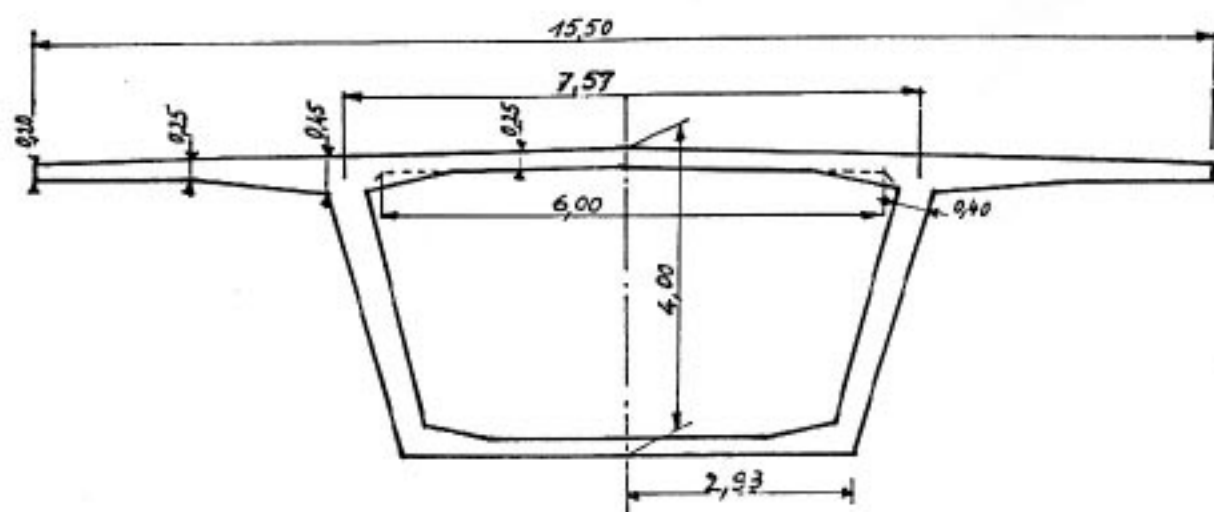


Figure 3



Le moment de flexion transversal au milieu de la dalle dû aux surcharges vaut donc :

- pour  $B_c$   $M_a = 4,77 + 0,07 \times 7,23 = 5,28 \text{ tm/m}$
- pour  $B_l$   $M_a = 4,65 + 0,07 \times 9,87 = 5,34 \text{ tm/m}$ .

Le moment total à l'E.L.S. est

$$M_a = 1,04 + 1,2 \times 5,34 = 7,45 \text{ tm/m}$$

## II.2 - Ouvrage mixte

Je vais dimensionner la dalle de deux ouvrages mixtes classiques de façon homogène avec celle du caisson en béton. C'est à dire que l'épaisseur à mi-portée sera proportionnelle à la racine carrée du moment en service, avec le même coefficient de proportionnalité que précédemment.

On choisit volontairement un encorbellement important, peut-être un peu supérieur à l'optimum économique, dans le but de réduire le moment au centre. Cet encorbellement est égal à 0,4 fois la distance entre les poutres.

### - Premier ouvrage

L'entraxe des poutres est de 6 mètres. La largeur du tablier est 10,8 mètres ;

### - Deuxième ouvrage

L'entraxe des poutres est de 8,5 mètres. La largeur totale du tablier est la même que celle du caisson béton (15,5 m).

### II.2.1 - Poutres distantes de 6 mètres

Voir fig. 4

#### Structure

$$\begin{aligned} M_a &= -2,5 \times 2,4^2 (0,2/2 + 0,1/6) + \\ & 0,25 \times 2,5 \times 6^2/8 + 0,05 \times 2,5 \times 1,5^2/6 \\ &= 1,680 + 2,8125 + 0,047 \\ &= 1,179 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

#### Superstructures

$$\begin{aligned} M_a &= -0,228 (6^2/8 - 2,4^2/2) - 0,91 \times 2,4 \\ &= 0,3694 - 2,184 = -1,814 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

#### Poids propre

$$M_a = -1,179 - 1,814 = -0,635 \text{ tm/m}$$

Pour les surcharges, on considère une dalle d'épaisseur constante simplement appuyée sur ses bords.

Charge  $B_c$  (abaque 9 du BT1)

$$M_a = 5,82 \times 1,24 \times 1,1 = 7,94 \text{ tm/m}$$

Charge  $B_l$  (abaque 10)

$$M_a = 6,56 \times 1,24 \times 1,0 = 8,13 \text{ tm/m}$$

Moment total à l'E.L.S.

$$M_a = -0,635 + 1,2 \times 8,13 = 9,13 \text{ tm/m}$$

Par rapport au caisson béton, l'augmentation du moment au centre n'est que  $9,13/7,45 = 1,226$ , l'augmentation d'épaisseur correspondante est  $\sqrt{1,226} = 1,107$ , ce qui conduit à une épaisseur de 0,277 m. L'élancement obtenu est le 1/22.

Pour une portée de 6 mètres, le guide de conception des ponts mixtes propose une épaisseur de 0,25 m lorsque la dalle a une épaisseur variable et 0,27 m lorsqu'elle a une épaisseur constante.

On voit que ce guide propose un élancement 10 % plus élevé que celui qui résulte de l'analogie avec le caisson béton.

### II.2.2 - Poutres distantes de 8,5 mètres

Voir fig. 5

#### Structure (valeur approchée)

$$\begin{aligned} M_a &= -0,20 \times 2,5 \times 3,5^2 (1/2 + 1/6) + \\ & 0,32 \times 2,5 \times 8,5^2/8 + \\ & 0,08 \times 2,5 \times 2,25^2/6 \\ &= -4,083 + 7,225 + 0,1688 = 3,3104 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

#### Superstructures

$$\begin{aligned} M_a &= -0,228 (8,5^2/8 - 3,5^2/2) - 0,91 \times 3,5 \\ &= 0,6626 - 3,185 = -2,5224 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

#### Poids propre

$$M_a = 3,3104 - 2,5224 = 0,788 \text{ tm/m}$$

Pour les surcharges on ne peut plus utiliser le BT1, mais le calcul électronique correspondant (Dalle du C.E.T.E. Méditerranée) fournit pour  $B_c$  :

$$M_{Bc} = 8,91 \text{ tm/m, soit, compte tenu du coefficient de majoration dynamique :}$$

$$M_{Bc} = 8,91 \times 1,24 \times 1 = 11,05 \text{ tm/m}$$

Le moment total à l'E.L.S. est

$$M_a = 0,788 + 11,05 \times 1,2 = 14,05 \text{ tm/m}$$

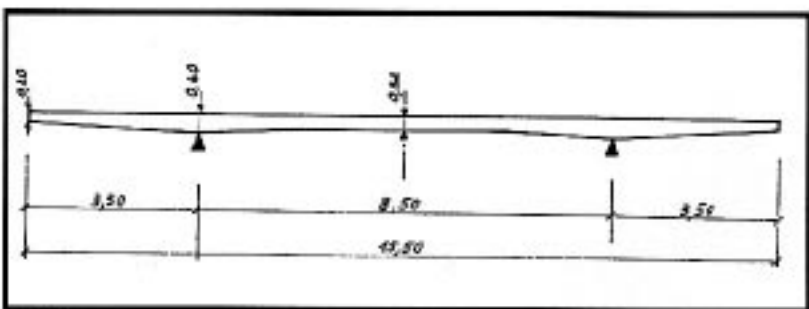


Figure 5

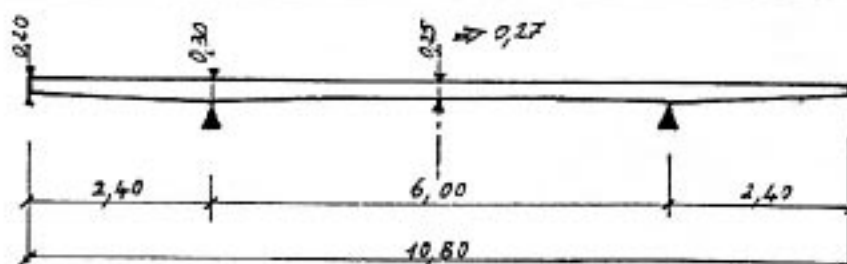


Figure 4

Ce moment conduit à une épaisseur correspondante à la clé de  $0,25 \times \sqrt{14,05/7,45} = 0,343$  m, soit un élanement de 1/24,8.

Le moment dû au poids propre augmente plus vite que le carré de la portée. Le moment dû aux surcharges augmente légèrement moins vite que proportionnellement à la portée.

Pour cette gamme de portée, l'effet des surcharges reste prépondérant et l'épaisseur à la clé varie sensiblement comme la racine carrée de la portée.

Il est donc logique de trouver un élanement à mi-portée un peu plus élevé que dans le cas précédent. L'épaisseur sur la poutre augmente un peu plus rapidement, que l'épaisseur à la clé.

#### Remarques :

Si l'on avait utilisé les abaques du Pücher pour calculer le moment dû à  $B_t$ , on aurait obtenu la valeur fournie par le BT1 (8,91 tm/m).

$$M_{B_t} = \frac{(5,0+1,5) + 0,15 (2,4+1,2)}{8 \cdot \pi} \times 4 \times 8$$

$$= 8,96 \text{ tm/m.}$$

La méthode de calcul précédente est défavorable car pour le calcul des moments dûs aux surcharges, on néglige l'encastrement de la dalle dû à l'encorbellement et à son épaissement sur la poutre. On reprend le calcul en utilisant les abaques de Homberg. De façon plus précise, les abaques où l'encorbellement est égal à 0,4 fois la distance entre les poutres et où les épaisseurs sur les poutres et les épaisseurs à l'extrémité de l'encorbellement valent 1,5 et 0,75 fois l'épaisseur à la clé.

$$M_{B_t} = ((0,170+0,046) + 0,15 (0,057+0,025)) \times 4 \times 8$$

$$= 7,31 \text{ tm/m.}$$

Cette valeur est faiblement sous-estimée car l'épaisseur sur appui est légèrement plus faible que 1,5 fois l'épaisseur à la clé et la variation d'épaisseur entre les deux poutres n'est pas parabolique.

Par rapport à l'utilisation des abaques de Pücher ou du BT1, on note que le moment est réduit de plus de 15 % ( $7,31/8,96 = 0,816$ ). On a contrôlé cette réduction au moyen du programme ST1 en schématisant la dalle par un réseau de barres.

Le moment de flexion transversale à l'E.L.S. est :  $0,788 + 7,31 \times 1,24 \times 1,2 = 11,665$  tm/m soit une épaisseur de  $0,25 \sqrt{11,665/7,45} = 0,313$  m. L'élanement correspondant est alors 1/27.

On voit que ce calcul précis est plus favorable. Toutefois, il suppose la non fissuration du béton dans le sens transversal, car les encorbellements reprennent en torsion le moment d'encastrement de la dalle.

### III - CONCLUSION

Dans les caissons en béton, le hourdis est fortement encasté sur les âmes qui sont beaucoup plus rigides que les hourdis. Il en résulte que les encorbellements sont plus importants (environ la demi-distance entre les âmes), que dans les bipoutres mixtes, et que leur hauteur est fortement variable. Lorsque l'on applique des charges sur ces encorbellements, le moment d'encastement est en grande partie repris par l'âme, et le hourdis central est assez peu sollicité.

Dans la partie entre les âmes, le hourdis supérieur se comporte presque comme une dalle encastée sur ses côtés, ce qui permet de réduire son épaisseur à la clé. Près des âmes, l'épaisseur peut être réduite assez rapidement, le gousset est en général dessiné pour permettre de loger facilement les câbles de précontrainte.

Pour les ouvrages mixtes, sous les surcharges, le hourdis se comporte presque comme une dalle simplement appuyée sur ses côtés. Son épaisseur à la clé doit donc être de 20 à 30 % supérieure à celle d'un hourdis de caisson en béton de même portée (entre-axe des âmes).

L'élanement habituel des hourdis des caissons en béton à la clé est compris entre 1/25 et 1/30 ; celui des dalles de bipoutre mixte devrait donc être compris entre 1/20 et 1/25. Toutefois, la référence à l'élanement est à prendre avec précautions, car l'épaisseur à mi-portée devrait plutôt augmenter comme la racine carrée de la portée. Les "forts" élanements sont donc à réserver aux grandes portées. Je proposerais volontiers pour l'épaisseur à la clé la formule suivante :  $e = 0,11 \sqrt{l}$  (unité : mètre).

D'autre part, les moments d'encastement des encorbellements sont entièrement repris par le hourdis. Il en résulte que les encorbellements doivent être plus réduits, inférieurs ou égaux à 0,4 fois la distance entre les poutres, et que dans la zone entre les poutres, l'épaisseur ne peut varier que très lentement.

Les goussets seront très plats, longs et peu importants. L'épaisseur sur appui n'atteindra 1,5 fois l'épaisseur à la clé, que pour des portées importantes. Pour les petites portées, un simple renformi est souvent suffisant.

Pour les ouvrages mixtes, on a en général davantage intérêt à réduire le poids propre, donc l'épaisseur de la dalle. Pour un moment donné, l'épaisseur retenue est souvent un peu plus faible (environ 10 %). On notera que la précontrainte transversale permet de réduire cette épaisseur et d'améliorer la qualité de la structure. Elle sera donc économiquement justifiée pour une largeur totale plus faible que dans le cas des caissons en béton. ■



D. LE FAUCHEUR

# OUVRAGES-TYPES

## Saisie des données par Minitel

Depuis le début de l'année 1992, le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) a mis à la disposition des bureaux d'études un système de saisie des données par le Minitel, opérationnel sur le calculateur vectoriel CONVEX, pour quatre logiciels de calcul d'ouvrages types les plus demandés :

- 1) PSIDP (Dalles en béton précontraint)
- 2) PSIDA (Dalles en béton armé)
- 3) PIPO (Portiques Ouverts en béton armé)
- 4) PICF (Cadres Fermés en béton armé)

Cette saisie offre à la clientèle extérieure les possibilités suivantes :

- une réduction des délais entre la commande et la réception de la note de calculs sur support papier par la poste. A titre indicatif, un bureau d'études qui commande avant 11h30 peut recevoir dès le lendemain dans son courrier un original de la note de calculs avec deux copies ;
- chaque donnée à saisir est accompagnée de commentaires précisant notamment la signification de la donnée ainsi que l'unité utilisée ou les limites à ne pas dépasser ;
- le service est disponible sur le CONVEX du SETRA 24h sur 24, y compris les jours fériés ;
- moins d'appels téléphoniques pour des besoins d'assistance lors de l'introduction des données.

Pour le personnel du SETRA, elle présente les avantages suivants :

- une meilleure productivité par une automatisation plus poussée des tâches de contrôle a priori des données. Le contrôle visuel systématique des données par le SETRA devient nettement moins fastidieux ;
- la suppression de la saisie manuelle des données par l'atelier du Centre Informatique Technique et Scientifique (CITS), saisie qui comporte des risques d'erreurs ;

Par ailleurs, on peut espérer une meilleure maîtrise des données dans les études dès le départ. Citons notamment l'élimination :

- des erreurs dans la modélisation. Elles peuvent

être décelées lors des tests interactifs sur la valeur d'une ou de plusieurs données déjà saisies;

- des erreurs dues à une interprétation incorrecte de la documentation, et ce grâce à des commentaires des données ;
- des erreurs dans le choix des unités (test des ordres de grandeur) ;
- des erreurs de cohérence entre les données, les erreurs par omission ou par excès. En effet, le système prend en compte et contrôle les données déjà saisies pour ne présenter strictement à l'utilisateur que les champs nécessaires à l'exécution des calculs projetés ;
- des erreurs de positionnement des caractères, fréquentes dans les anciens fichiers "format fixe". Le système accepte indifféremment le point ou la virgule comme séparateur entre le chiffre des unités et le chiffre des décimales.

En outre, tout incident de calcul peut être analysé puis traduit en procédures à prendre en compte dans les tests interactifs de saisie pour éviter toute répétition ultérieure du même incident.

En ce qui concerne le coût et les matériels nécessaires,

- tout Minitel fonctionnant en 80 colonnes est suffisant pour accéder à ce service.
- la procédure d'accès est simple et le mode d'emploi tient sur une seule page format A4.

Pour un ouvrage type moyen, la durée de la saisie est de l'ordre de 20 minutes pour un utilisateur débutant; soit 2,60 francs pour la totalité de la transmission, donc à peine plus cher qu'un envoi par voie postale.

Répondant aux soucis d'accroissement de la qualité et de la productivité à la fois des utilisateurs extérieurs et du SETRA, le contrôle interactif automatique des données peut valoriser davantage le Minitel comme moyen de transmission particulièrement efficace et bon marché. En conséquence, il est permis de penser que la part des données saisies sous cette forme ne pourra qu'augmenter dans l'avenir. ■

# EDOUART, Toujours PLUS

Depuis sa diffusion, EDOUART n'a cessé de s'améliorer, grâce aux remarques et suggestions des utilisateurs.

Ainsi, la parution du "Glossaire des Rubriques de Données" (que vous pouvez d'ores et déjà commander auprès de M. VALOT au SETRA, au prix de 95 F) va beaucoup leur faciliter la tâche. Et tout le monde parlera le même langage.

Parallèlement, nous préparons une nouvelle version du logiciel, que nous appellerons EDOUART PLUS, qui apportera, nous l'espérons, encore plus de satisfaction aux utilisateurs. Ci-après, quelques unes des nouvelles fonctions:

## **Ecrans de saisie personnalisés**

EDOUART PLUS permettra à chaque utilisateur de définir les écrans de saisie qui lui conviennent, tant pour le choix des rubriques à saisir (noyau dur) que pour la disposition de ces rubriques sur l'écran. Bien entendu, toutes les rubriques continuent à exister dans les fichiers, il ne s'agira que de définir un sous-ensemble à utiliser. Cela permettra aux utilisateurs d'étoffer leur noyau dur au fur et à mesure de l'amélioration de la connaissance du patrimoine.

## **Préparation des visites et inspections**

La préparation des visites et inspections sera facilitée par l'édition des principales caractéristiques des ouvrages, ainsi que les principaux défauts à suivre. L'accent sera mis sur cette fonction de préparation de la surveillance des ouvrages.

## **Aide à la gestion**

Par l'introduction de nouvelles rubriques, EDOUART PLUS permettra aux utilisateurs de regrouper dans une même opération:

- soit l'ensemble des actions effectuées ou prévues sur un franchissement, par exemple ragréage des poutres en béton armé et peinture des garde-corps;
- soit une action bien définie effectuée ou prévue sur un ensemble d'ouvrages, par exemple le rejointoiement des ponts en maçonnerie de la RN 20.

## **Réponses à l'enquête SETRA sur les ouvrages neufs**

Par l'introduction de nouvelles rubriques, EDOUART PLUS permettra de répondre à l'enquête annuelle du SETRA sur les ouvrages neufs. Vous n'aurez plus qu'à appuyer sur une touche, la disquette-réponse sera prête.

## **Autres améliorations**

La mise jour des rubriques et des tables de codes rendra EDOUART encore PLUS logique, PLUS cohérent.

En même temps, la liaison avec d'autres logiciels est envisagée: tableur, traitement de texte, VISAGE, AUTOCAD... Les modalités sont à définir.

## **Délai de réalisation**

Une version-test d'EDOUART PLUS est prévue pour Mars 1993.

## **Dans un avenir plus lointain...**

Le stockage de photos et la cartographie font l'objet d'études. Actuellement, c'est difficile à cause des problèmes techniques et financiers, et du matériel peu performant dont disposent les utilisateurs. Mais comme Noël revient tous les ans... ■

LAM H.C.



### Dernière minute : "Incident sur un V.I.P.P."

Depuis quelques années, l'état de santé des V.I.P.P.\*, construits dans les années 60, préoccupe les experts penchés à leur chevet.

En effet, la qualité des injections étant souvent médiocre, la corrosion a mis à profit les années qui se sont écoulées, pour faire disparaître la précontrainte que les ingénieurs avait introduite, à l'origine, dans les poutres. Jusqu'à présent, à ma connaissance, il n'avait pas encore été constaté de rupture brutale de poutre. C'est chose faite maintenant, puisqu'une des poutres d'un V.I.P.P., situé dans notre zone d'action, vient de se casser.

A environ 3,5 mètres de l'appui, on a relevé : une fracture de 2 à 3 mm d'ouverture dans le talon, qui se prolonge par une fissure verticale jusqu'au hourdis supérieur.

La circulation sur l'ouvrage a été interdite aux véhicules de plus de 3,5 t et ne s'effectue plus que sur la file la plus éloignée de la poutre sinistrée.

Les investigations en cours (campagne de gammagraphie, ...) permettront d'affirmer le diagnostic, qui pourrait conduire à une fermeture totale du pont (longueur 220 m), s'il s'avérait que la corrosion avait également fait son œuvre dans les autres poutres.

Il me semble donc que l'attention des gestionnaires doit, à nouveau, être attirée sur les risques de rupture des poutres des V.I.P.P., construits dans les années 60. Le gestionnaire doit savoir que la rupture peut intervenir dans n'importe quelle section de la poutre :

- Ce n'est pas forcément en milieu de travée, même si c'est là où le moment fléchissant est le plus fort !

- La rupture se produira là où les câbles sont les plus corrodés (la zone d'about est, à ce titre, une zone à risques).

La rupture d'une poutre de rive entraîne une surcharge notable de la poutre adjacente, qui peut ne pas être capable de reprendre cette surcharge, si la précontrainte est déficiente. Dans ce cas, on aurait alors, immédiatement, un effondrement de toute la travée, par rupture successive des quatre poutres.

L'état réel des câbles ne peut s'apprécier que par une campagne de gammagraphie approfondie. Si, après un épisode pluvieux, on observe que les couleurs du béton des poutres, exposées aux intempéries, n'évoluent pas de la même façon, il faut examiner, avec la plus grande attention, la poutre qui met le plus de temps à sécher. En effet, cette observation peut résulter de circulations d'eau plus importantes dans cette poutre

qui, obligatoirement, entraîneront des déficits notables de précontrainte en cas de mauvaise injection des gaines.

Enfin, il semblerait que les mouvements des transporteurs routiers de juillet 92 aient fait subir à certains ouvrages des chargements inhabituels, bien que réglementaires. Ce surcroît de sollicitations a pu être, dans certains cas, suffisant pour provoquer des dommages irréversibles :

une fois que la fissure est apparue, elle ne disparaît plus, car le béton ne peut alors reprendre les contraintes de traction qu'il supportait auparavant. ■

B. FLOURENS  
I. JOASSARD

\* Viaduc à travées indépendantes à poutres précontraintes par post-tension

### Comment prévenir l'alcali-réaction

Les recommandations provisoires de Janvier 1991 ne peuvent être facilement injectées dans un marché sans une préparation préalable, ce qui n'est pas évident à faire pour un généraliste. De plus, depuis la parution de ces recommandations, de nouveaux essais accélérés destinés à caractériser la réactivité potentielle des granulats ont été mis au point, et un document annexe aux recommandations a été publié : le guide pour l'élaboration du dossier carrière

(disponible au LCPC).

Un groupe comprenant des praticiens et des spécialistes a donc été chargé de rédiger une notice explicative et des clauses types de marché (C.C.T.P., C.C.A.P., R.P.A.O.).

Une version à peu près opérationnelle de ce document de synthèse existe, cependant, des améliorations sont nécessaires et, le texte définitif devrait

être disponible d'ici la fin de l'année.

Si les mesures préventives de ce document sont correctement appliquées il devrait être possible de prévenir l'alcali-réaction, pathologie du béton, qui dans l'état actuel des connaissances, ne peut être annihilée dès lors que le phénomène est amorcé. ■

D. POINEAU  
B. GODART