

# Ouvrages D'Art

N° 7 - Janvier 1990

## Sommaire

<b>1 - Ouvrages à suivre</b>	2
• Méthode de construction de l'arc sur la Rance	
• Le pont de Châlon sur Saône	
• Complément à l'article sur le pont d'Auray paru dans le bulletin n°5	
• Pont canal précontraint, extérieurement	
<b>2 - Techniques particulières</b>	6
• Trois exemples d'articulation en travée sur des ponts construits par encorbellements symétriques	
<b>3 - Gestion des ouvrages d'art</b>	9
• Les premiers pas d'EDOUART	
<b>4 - Equipements et entretien</b>	10
• Un passage supérieur d'autoroute perd ses corniches	
• A propos de la dimension des plots d'ancrage de la BN4	
• Dernière minute	
- Alerte sur la qualité des soudures de la BN4	
• Les désordres des plans de glissement inox/PTFE	
<b>5 - Matériaux</b>	12
• Utilisation de tirants en fibres de «verre» et en fibres d'«arsmice» dans le métro parisien	
<b>6 - Calculs - Informatique</b>	12
• Compte rendu d'un stage sur les modèles et méthodes numériques en grandes déformations plastiques	
<b>7 - Réglementation</b>	13
• Construction métallique - Normes homologuées	
<b>8 - Tribune libre</b>	14
• Vous avez dit responsabilités ?	
• Massacre à la tronçonneuse	
<b>9 - Informations brèves</b>	15
• Limitation de la déformation des ouvrages provisoires sous le poids du béton frais	
• Qualité des études d'ouvrages d'art	
• Au voleur !	
<b>10 - SETRA - Les dernières publications Ouvrages d'Art</b>	16
<b>11 - Coordonnées des rédacteurs</b>	16

## Editorial

Ce bulletin n° 7 nous apporte des informations sur les normes, sujet bien souvent mal connu dans notre Administration.

Depuis longtemps existent et sont utilisées les normes de produit : armatures pour béton armé, aciers pour construction métallique, granulats, ciments, bétons ... Cependant ces matériaux font en général l'objet d'une procédure d'agrément (ou d'homologation) ministérielle, ou leur conformité aux normes est attestée par la marque NF : le maître d'œuvre a donc peu de contact direct avec les normes correspondantes.

En revanche l'indifférence n'est plus admissible lorsqu'il s'agit de l'exécution des ouvrages et le maître d'œuvre, même s'il fait appel à des organismes spécialisés de contrôle, doit avoir une connaissance suffisante des normes essentielles.

Encore rares pour les ouvrages en béton (cure, essais ...), les normes d'exécution se sont développées rapidement depuis une dizaine d'années dans le domaine de la construction métallique. Ces normes seront bientôt toutes homologuées et donc obligatoires : le nouveau fascicule 66, qui concerne l'exécution des ponts métalliques, précisera simplement les conditions d'application de celles-ci (choix des classes de qualité notamment). Les normes européennes sur le même sujet, qui sont actuellement en cours d'élaboration, seront reprises comme normes homologuées au niveau français, les normes françaises en contradiction étant annulées.

En plus d'un changement d'attitude de la part des maîtres d'œuvre, cette situation nouvelle réclame la solution de deux difficultés pratiques :

- porter à la connaissance des intéressés la liste des normes (elles sont nombreuses) avec la date de leur dernière révision. Le répertoire du SETRA : « Textes et documents techniques essentiels relatifs aux ouvrages d'art » devrait être très utile à cet égard, (1)
- assurer une large diffusion des normes principales ; question posée depuis de nombreuses années et qui n'a à ce jour pas trouvé de réponse concrète.

C. BRIGNON

(1) L'installation sur minitel du « Répertoire des textes et documents techniques essentiels relatifs aux ouvrages d'art » est à l'étude.



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) 42 31 31 31 - Télécopieur : (1) 42 31 31 69 - Télex : 260763 F

## Méthode de construction de l'arc sur la Rance

### Phasage de construction de l'arc

L'arc est constitué de deux fléaux symétriques clavés dans le plan de symétrie. Les six premiers voussoirs de largeur variable, situés dans le batardeau sont coulés sur cintre. Les voussoirs suivants sont construits par encoffrement :

- d'abord, jusqu'au voussoir 14, au moyen d'une précontrainte extradossée, déviée dans un petit mât de 2,5 m de hauteur appuyé sur le voussoir 7 au-dessus d'une palée provisoire ;
- puis, pour les voussoirs 16 à 34, au moyen d'un haubannage provisoire accroché sur un mât situé à la verticale d'une grande palée supportant le voussoir 15.

Jusqu'au voussoir 15, le réglage de l'équipage mobile a été effectué en absolu. A partir du troisième hauban, les effets thermiques deviennent importants, on a donc retenu de régler l'équipage mobile par rapport au voussoir précédent pour toute la partie haubanée, c'est l'expression de réglage en relatif dans la suite de cet article. En effet, en fin de construction, les flèches verticales atteignent :

- 0,0412 m sous une augmentation de 25° de la température des haubans,
- 0,0359 m sous un gradient thermique de 6° dans l'arc,
- + 0,185 m lors de la mise en tension du 9<sup>ème</sup> hauban.

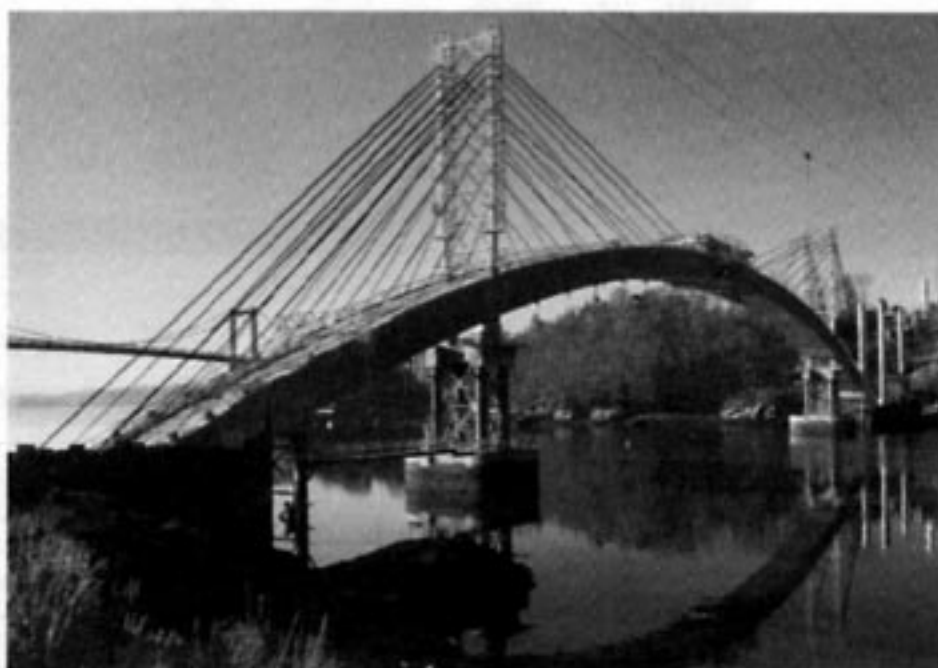
Il était donc nécessaire de s'affranchir des effets thermiques. La méthode, qui est décrite ci-après, est voisine de celle qui a été utilisée pour la construction du pont de Trelins. (1)

### Phasage de la partie haubanée et calculs effectués par le bureau d'étude

Les haubans sont déviés puis ancrés sous les voussoirs impairs dans des blocs de béton préfabriqués. Le phasage est le suivant :

- a) coulage du voussoir impair
- b) avancée de l'équipage mobile
- c) tension des haubans (la mise en tension du hauban ne peut se faire qu'après avoir avancé l'équipage mobile pour libérer la zone d'ancrage)
- d) coulage du voussoir pair
- e) avancée de l'équipage mobile.

Puis on reprend le cycle précédent. Les calculs de construction avec filage scientifique ont été effectués au moyen du programme C.D.B., et P.C.P. pour le contrôle. Pour chaque phase de



calcul (b, c et e), le bureau d'étude de l'entreprise a calculé et stocké sur disquette, pour les six derniers voussoirs, les positions de 4 points par voussoir :

- A. intersection du coffrage du hourdis inférieur avec le masque
- B. intersection du coffrage du hourdis supérieur avec le masque
- C. point de l'extrados situé à 0,1 m de l'about
- D. point de l'extrados situé à 0,1 m du voussoir précédent.

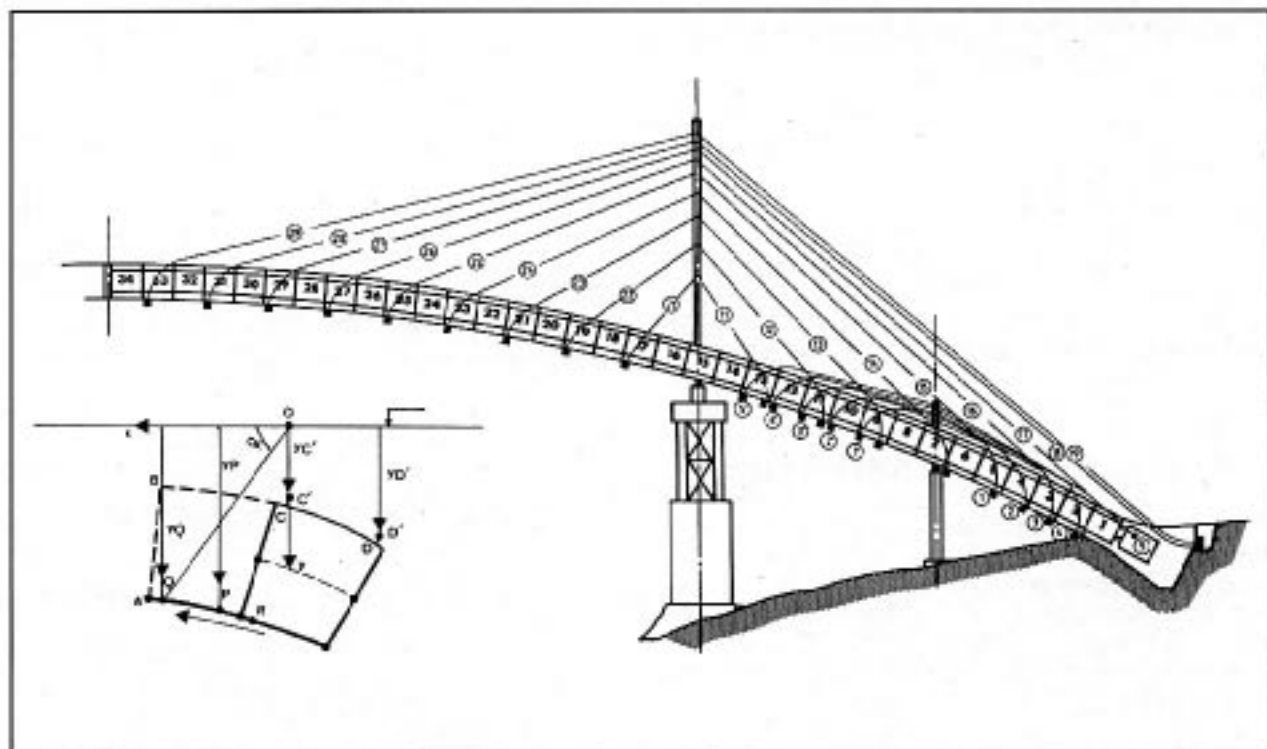
Les coordonnées de ces points tiennent évidemment compte des contre flèches qui assurent une forme parfaitement circulaire à l'arc au temps infini. Elles sont calculées à partir du déplacement du nœud le plus proche situé à l'intersection du joint du voussoir avec la fibre moyenne.

### Réglages et calculs effectués sur le chantier

Pour permettre au chantier d'effectuer les réglages en relatif, le bureau d'étude CAMPENON BERNARD a écrit quatre petits programmes conversationnels qui sont implantés sur les micro-ordinateurs du chantier et de la DCE. Pour la phase considérée, ces programmes récupèrent sur un fichier les coordonnées théoriques des derniers points A, B, C et D. Le premier programme permet d'implanter le point A.

Le second programme permet d'implanter le point B. Pour les points A et B, il faut tenir compte de la contre-flèche à donner à l'équipage pour compenser sa déformée lors du bétonnage (22 à 25 mm suivant la droite AB). Le troisième programme permet d'implanter les points C et D, qui sont matérialisés par deux tétons de 2 cm et qui se déduisent de C et D par une translation de 2 cm perpendiculaire à CD. Dans ces trois programmes, pour





implanter les points A, B puis C' et D', on commence par relever le vecteur D'C' du voussoir précédent ( $Y_{C'}$ ,  $Y_{D'}$  et  $CD'$ ). Pour les mesures, l'origine du référentiel est située à la verticale de C' et l'axe OY est vertical dirigé vers le bas. Avec la géométrie théorique du calcul C.D.B. les programmes calculent les positions des points à positionner par rapport à D'C', puis compte tenu de l'inclinaison mesurée de D'C', fournissent les coordonnées de ces points dans le référentiel de mesure lié à C' défini ci-dessus. Seul un programme informatique, utilisant un fichier contenant les coordonnées théoriques des points, permettait d'effectuer, de façon fiable, les deux changements de référentiel cités ci-dessus avec une précision de calcul du dixième de millimètre.

On notera que pour le réglage du point A, on effectue d'abord un positionnement approximatif du fond de moule. On relève alors les positions des points P et Q gravés sur le fond de moule ( $Y_P$ ,  $Y_Q$  et l'angle de visée de Q par rapport à l'horizontale). Le premier programme fournit la correction à apporter à l'inclinaison du fond de moule, en indiquant la cote à donner au point Q situé au droit des suspentes avant, et la distance du point A au point Q. Il faut signaler la grande souplesse du réglage en relatif.

Le phasage initial prévoyait d'effectuer le réglage de l'équipage, après la mise en tension du hauban. Pour améliorer le planning, le chantier a préféré régler l'équipage mobile avant la tension du hauban qui est une opération beaucoup plus longue. Du fait du réglage en relatif, ce nouveau phasage a été possible sans recalculer par C.D.B. les coordonnées des points A, B, C et D. Il suffit de remarquer que, sous l'effet du hauban, la déformée du dernier voussoir est négligeable par rapport à la contre-flèche de l'équipage. Par contre, la géométrie de l'arc dépend de la précision de l'implantation des points C' et D' à partir des points C' et D' du voussoir précédent.

Les erreurs se cumulent et cette opération doit être effectuée, si possible le matin, dans une phase précise (après bétonnage et avancée de l'équipage).

### Contrôle de la géométrie en absolu

Le quatrième programme permet un contrôle de la géométrie des 6 derniers points C', après positionnement des points C' et D',

ou dans une autre phase. Il fournit les écarts ( $dx$ ,  $dy$ ) entre les coordonnées mesurées et les coordonnées théoriques.

Ces mesures doivent évidemment être effectuées tôt le matin pour éliminer les effets thermiques. En reportant les écarts ( $dx$ ,  $dy$ ) sur une vue en plan de l'arc, on peut suivre le comportement de la structure. Pour le dernier point C' une courbure vers le bas signale plutôt un défaut de réglage géométrique, qu'un excès de poids ou un manque de tension dans les haubans. On notera que la densité de béton de 2,55 prise en compte tient compte de la densité réelle du béton HP mesurée sur éprouvette et du ferrailage moyen mis en œuvre ( $110 \text{ kg/m}^3$ ).

En cours de construction on a observé que les points C' précédemment créés baissaient progressivement. Il ne pouvait s'agir que d'un manque de tension dans les haubans. Une mesure de la tension des haubans par la méthode des cordes vibrantes a évidemment confirmé cette hypothèse. Après l'ajout des tensions manquantes, l'arc a repris une position correcte. Les variations de cote dans le cycle sont légèrement plus importantes que prévu. Ce phénomène est probablement dû à une plus grande souplesse de l'arc, due à la fissuration et à une légère ouverture des joints. Actuellement les défauts de géométrie non expliqués ne dépassent guère le centimètre. C'est d'ailleurs la borne retenue pour accepter le bétonnage.

**D. LE FAUCHEUR**

(1) Symposium de Versailles 1987, article de P. DIENY, B. BOUVY, C. BERTOCCHI, M. MARCHETTI, D. TURON

#### Principaux intervenants :

- Maître d'ouvrage : Etat
- Maître d'œuvre : DDE Ile et Vilaine
- Projet de base et contrôle du projet d'exécution : SETRA - SECCA
- Architecte : CH. LAVIGNE
- Titulaire du marché : CAMPENON BERNARD - CFEM
- Etudes d'exécution : CAMPENON BERNARD - CFEM

# Le pont de Châlon sur Saône

L'étude du franchissement de la Saône par la déviation nord de Châlon sur Saône, a été confiée au SETRA par la Direction Départementale de l'Équipement de la Saône et Loire, Maître d'œuvre de l'opération. L'ouvrage doit franchir successivement :

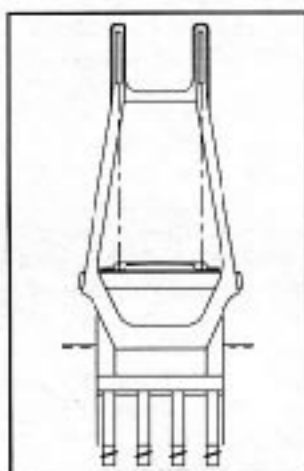
- un chemin rive droite,
- la Saône large d'environ 200 mètres avec un gabarit de navigation,
- trois chemins dont un chemin de halage en rive gauche.

Le profil en travers comporte une chaussée de 9 mètres de large séparée de deux trottoirs de 1,50 m par des barrières BN 1. Compte tenu du caractère urbain du pont, le Syndicat Mixte du Pont Nord, Maître d'ouvrage (Région de Bourgogne, Département de Saône et Loire, Villes de Châlon et Saint-Marcel) a manifesté sa préférence pour un ouvrage marquant sur le plan architectural.

Le SETRA, en collaboration avec l'architecte Charles Lavigne amené jusqu'au DCE, l'étude des deux solutions haubanées présentées ci-après.

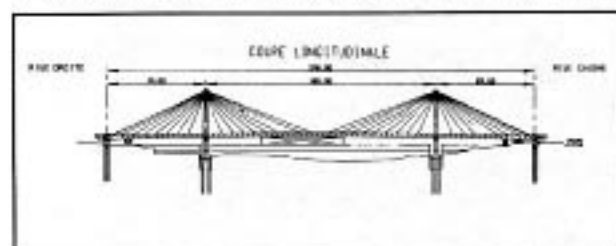
## Pylône

Charles Lavigne a dessiné un pylône en forme de lyre pour les deux solutions. Dans les deux cas le tablier est appuyé sur des appareils d'appui néoprène reposant sur l'entraitaise du pylône. Le fond de la Saône comprend une couche de sables et graviers affouillables surmontant une couche d'argiles de faible portance. L'ouvrage est donc fondé sur pieux (3  $\varnothing$  150 par pylône) descendant jusqu'au substratum marneux.



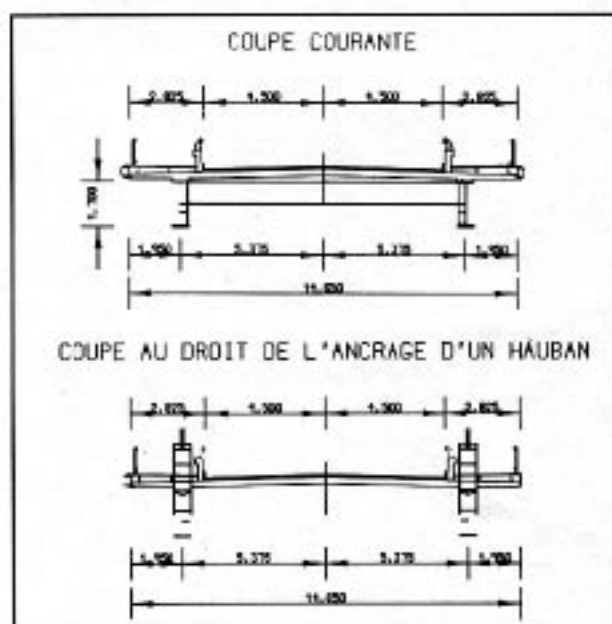
## Présentation de la solution A du SETRA Tablier mixte

La solution A comporte 3 travées pour une longueur totale de 298 mètres et une portée principale de 160 mètres. Le dernier chemin rive gauche est franchi par un pont cadre indépendant.



Transversalement, une dalle de 22 cm d'épaisseur, repose sur deux poutres en acier de 1,70 m de hauteur et sur des pièces de pont espacées de 4 mètres.

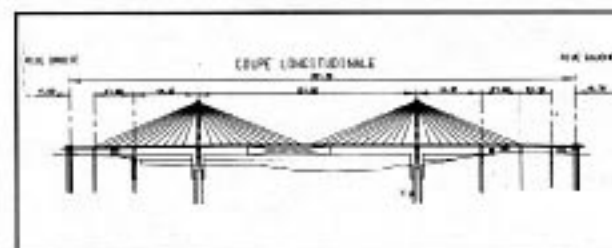
Longitudinalement les travées de rive sont lancées et les poutres de la travée centrale sont aménées par barges. Le haubanage, au niveau DCE est constitué de câbles d'os reliés par



l'intermédiaire de chapes articulées à une plaque métallique de 6 cm d'épaisseur traversant la tête de mât. L'ancrage tous les 8 mètres, des haubans sur le tablier est assuré par deux plats soudés de part et d'autre des âmes des poutres et reliés à la plaque d'ancrage par deux autres plats traversant la dalle en béton. Les haubans se trouvent dans l'axe des poutres pour supprimer la flexion due aux ancrages (voir coupe transversale). Aux extrémités de l'ouvrage, deux bielles métalliques permettent de transmettre aux culées contreponds les réactions d'appui négatives pour tous les cas de charge.

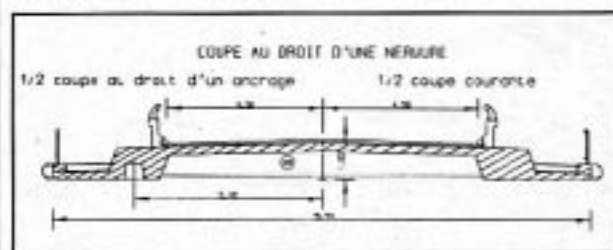
## Présentation de la solution B du SETRA Tablier béton

La solution B comporte 8 travées pour une longueur totale de 351 mètres et une portée maximale de 152 mètres. Elle franchit donc également le chemin rive gauche qui nécessite un port cadre supplémentaire dans la solution précédente.



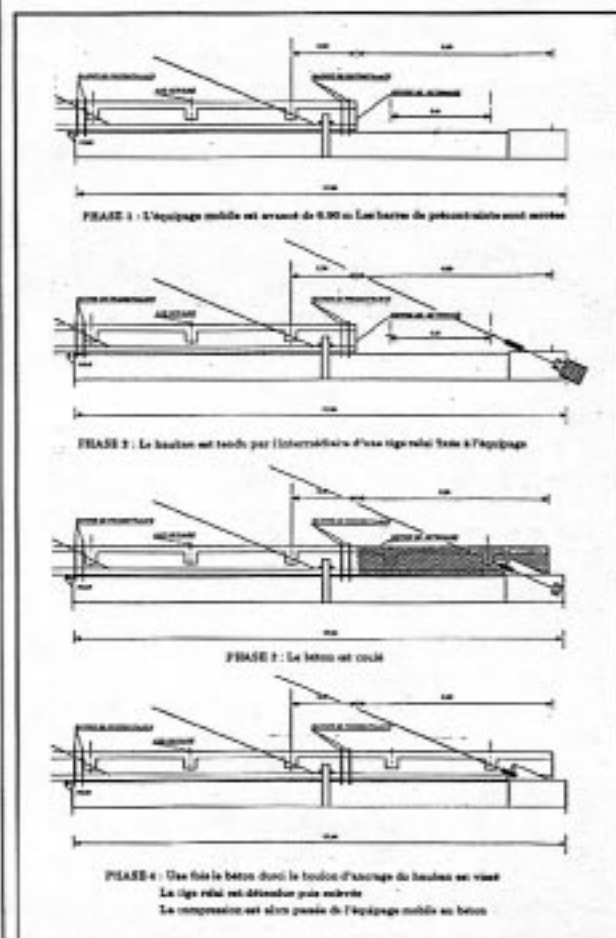
Le tablier est particulièrement fin (un mètre d'épaisseur). Transversalement, une dalle de 22 cm d'épaisseur s'appuie sur deux nervures longitudinales et sur des entretoises espacées de 3,45 m et précontraintes. L'originalité de la coupe transversale

dite « en assiette renversée » réside dans la position des trottoirs en contrabas qui permet une meilleure utilisation de la matière. Le tablier est construit sur cintre jusqu'aux pylônes puis par encoffrlements successifs par voussoirs de 6,90 m. Il est de plus



précontraint longitudinalement (7 paires de câbles 19T15 à la clé) par une précontrainte centrée. Au voisinage des pilettes P2 et P5, le tablier est localement rempli de béton afin d'empêcher tout décallement sous charges d'exploitation. Au niveau du DCE, le haubannage est constitué de câbles à fils parallèles ( $\varnothing$  7 mm), ancrés dans des encoches situées sous les deux nervures longitudinales. Pour limiter le fluage, les haubans sont réglés de façon à obtenir dans le tablier et dans les pylônes, un moment fléchissant nul à vide. L'équipage mobile proposé est également original. Il est conçu afin d'être haubané provisoirement à l'aide du hauban qui sera ancré en définitif dans le béton du voussoir coulé sur l'équipage. Le transfert entre les deux ancrages se fait par l'intermédiaire d'une tige relai. Cette disposition est intéressante à plusieurs titres :

- diminution du nombre de phases pour la réalisation d'un voussoir et donc gain de temps,
- diminution des moments fléchissants engendrés dans le tablier sous l'effet du poids du béton mou par rapport à un équipage non haubané et donc gain sur la précontrainte longitudinale.



## Présentation de la solution retenue

Après consultation, conduisant à des niveaux de prix comparables pour les deux solutions proposées, c'est finalement l'entreprise LÉON GROSSE qui a été retenue sur la solution à tablier béton. LÉON GROSSE a déjà réalisé notamment le pylône du port à haubans de SEYSEL. L'offre LÉON GROSSE comporte quelques aménagements par rapport à la solution de base du projet SETRA :

- les pylônes sont fondés sur des massifs de gros béton de 12 mètres de haut descendant jusqu'au substratum marneux.
- l'ancrage des haubans en tête de mât retenu est une variante proposée par le SETRA. Les haubans sont ancrés entre deux plaques parallèles traversant le béton et non plus articulés sur une plaque unique.
- le principe de l'utilisation du hauban définitif comme haubannage provisoire de l'équipage mobile n'a pas été retenu par l'entreprise qui préfère utiliser un hauban supplémentaire provisoire.

Le marché a été signé à la mi-octobre. Le chantier durera 30 mois.

T. KRETZ, J.M. LACOMBE

### Principaux intervenants :

- Maître d'ouvrage : Syndicat mixte du Pont Nord (région de Bourgogne, département de Saône et Loire, ville de Chalon sur Saône, ville de Saint Marcel)
- Maître d'œuvre : DDE Saône et Loire
- Projet de base et contrôle du projet d'exécution : SETRA
- Architecte : CH. LAVIGNE
- Titulaire du marché : LÉON GROSSE
- Conseil de l'entreprise : Cabinet TONELLO
- Etudes d'exécution : SOGELERG

## Complément à l'article sur le pont d'Auray paru dans le bulletin n° 6



### Principaux intervenants :

- Maître d'ouvrage : Etat
- Maître d'œuvre : DDE du Morbihan
- Projet de base et contrôle du projet d'exécution : SETRA avec la collaboration de SECOA
- Architecte : PH. FRALEU
- Titulaire du marché : CAMPENON BERNARD
- Etudes d'exécution : CAMPENON BERNARD - ETFO



## Pont canal précontraint extérieurement

L'ouvrage présenté est un passage supérieur construit sur la section Arles-Nîmes de l'autoroute A 55 qui permet le franchissement d'un canal d'alimentation agricole géré par la Compagnie Nationale du Bas-Rhône Languedoc.

L'ouvrage a été implanté à côté du canal à rétablir et construit au niveau du terrain avant de terrasser l'autoroute en céblai, pour que l'exploitation du canal ne soit pas interrompue par les travaux. Les raccordements (environ 60m) ont été exécutés durant la période de chômage.

L'ouvrage a une largeur utile de 4,90 m dont 3,50 m de chaussée et 2 trottoirs de 0,70 m chacun. Il comporte 3 travées continues de 18,60 + 28,70 + 18,60 m représentant une longueur hors tout égale à 65,90 m. Il est de type caisson à section trapézoïdale, 3,10 x 3,50 x 2,50 (h), précontraint extérieurement par 2 x 3 câbles 12 K 15. Il a été construit en place par voussoir, chaque pile est constituée d'une barrette 2,70 x 0,60 m habillée après terrassement de l'autoroute par une coquille préfabriquée en 4 parties. Les culées sont également constituées de barrettes 2,20 x 0,60 m surmontées de chevêtres. Les raccordements ont été réalisés avec des éléments préfabriqués.

Le phasage des travaux a été le suivant :

- |                                  |                      |
|----------------------------------|----------------------|
| 1• Fondations (barrettes)        | du 11/08 au 4/09/87  |
| 2• Chevêtres des piles et culées | du 18/09 au 12/10/87 |
| 3• Tablier                       | du 14/10 au 21/12/87 |
| 4• Raccordements                 | du 4/01 au 25/03/88  |
| 5• Habillage de piles            | du 27/06 au 14/09/88 |

L'étude architecturale de l'ouvrage a été faite par M. Charles Lavigne.

L'ouvrage seul a coûté 9 800 F HT/m<sup>2</sup> SU base février 87, l'ouvrage et les raccordements 13 000 F HT/m<sup>2</sup> SU.

J. BUFFA



### Participants à l'opération

Maître d'ouvrage: ASF  
Maître d'œuvre: SCETAURROUTE  
Entreprise: SUB-TRAVAUX

## 2

## Techniques particulières

### Trois exemples d'articulation en travée sur des ponts construits par encorbellements symétriques

Dans les monographies d'ouvrages d'art, les articulations en travées sont rarement décrites. C'est pourtant l'une des difficultés des ponts de grande longueur construits par encorbellements symétriques.

Pour limiter les déformations de la travée concernée, on évite de placer l'articulation dans la section de clavage; mais sa présence au milieu d'un demi-fléau perturbe le câblage et le cycle de construction. Dans un volume limité par la capacité portante des équipages ou des engins de pose, les voussoirs d'articulation doivent concentrer :

- les ancrages des câbles de fléau dont le tracé symétrique est

interrompu par l'articulation,

- les ancrages des câbles de continuité, dont la majorité doit courir jusqu'au point de moment nul fixé par l'articulation,
- les ancrages vides réservés pour la précontrainte additionnelle, particulièrement justifiée à cet endroit,
- la précontrainte inclinée nécessaire au relèvement des réactions d'appui (en pratique on s'efforce d'équilibrer de la sorte la réaction des charges permanentes),
- la précontrainte provisoire fixant au reste du fléau les voussoirs situés au-delà de l'articulation,
- les calages provisoires assurant la transmission des efforts tant que l'articulation n'a pas été libérée.

Voici trois exemples tirés des chantiers de l'autoroute A 40. Ils sont à coup sûr perfectibles; on aurait pu notamment faire un plus grand usage de la précontrainte transversale, ou au moins prêter plus d'attention, dès la conception des pièces, à leur protection contre l'humidité.

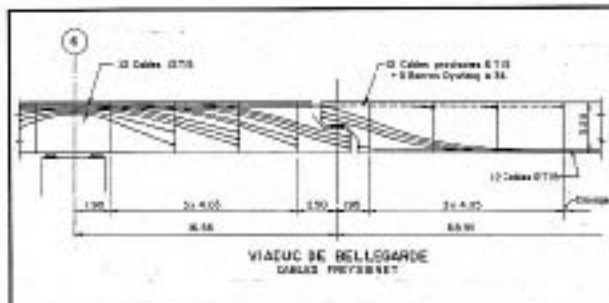
	BELLEGARDE préfabriqué	NANTUA coulé en place	NEYROLLES préfabriqué
construit en :	1979-1982	1963-1966	1983-1985
par l'entreprise :	COIGNET	G.T.M.	CAMPENON BERNARD
longueur x largeur :	1056 x 11 m	1003 x 10,75 m	782 x 10,75 m
Nombre de travées :	14	11	17
Portées principales :	61 à 130 m	88,7 à 124,25 m	48,9 à 51,1 m
Poids des voussoirs :	71 à 75 t	60 à 85 t	35 à 44 t
Portée des travées d'articulation :	$l = 85,5$ m	$l = 93,7$ m	$l = 40,31$ m
Distance à l'appui le plus proche :	16,55 = 0,19 / réopérine télor	23,85 = 0,26 / pots glissants	14,73 = 3,30 / pots glissants
Appareils d'appui d'articulation :	500 x 500 x 135 2 mult.	MAGEBA 5500 kN 1 uni. 1 mult.	ETRON 16000 kN 1 uni. 1 mult.

## Viaduc de Bellegarde (préfabriqué)

Chacun de ses tabliers comporte un ouvrage principal à quatre fléaux de 110 et 130 m encadré par des viaducs d'accès de portée et de hauteur constante.

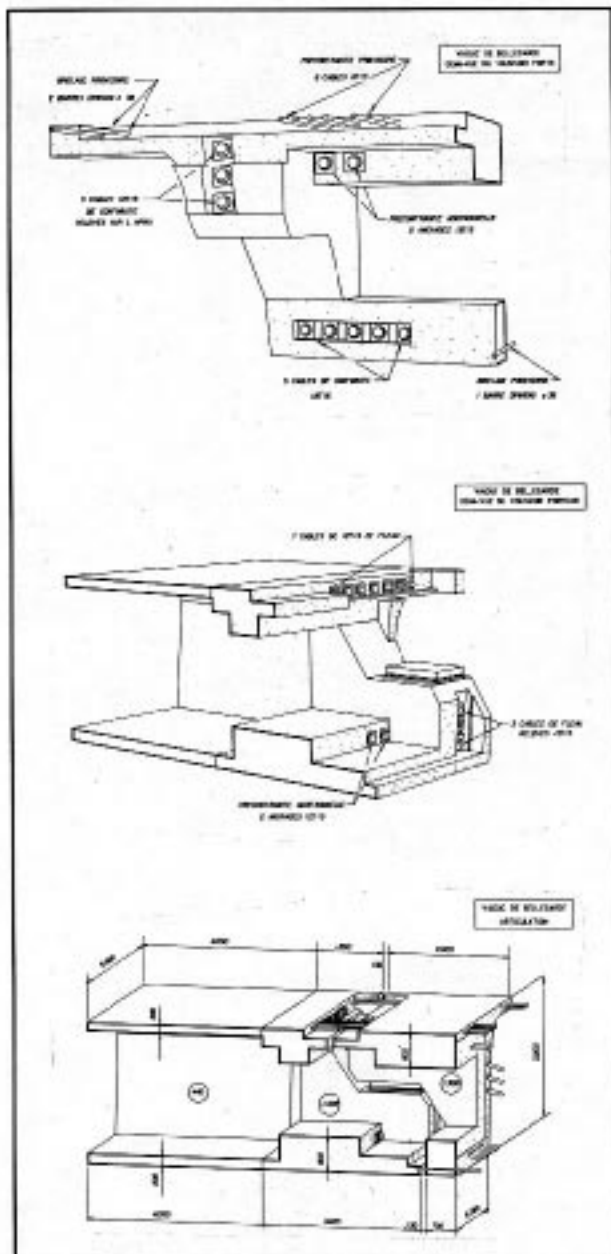
Les deux articulations sont situées dans les travées de transition qui joignent un fléau de 110 m à un fléau de 60 m; on a donc pu les placer au cinquième de la travée sans trop pénaliser la construction du fléau d'articulation : il n'y a que trois voussoirs courants de 4,05 m au delà du voussoir porté.

Sur les deux rives le grand fléau avait été réalisé d'abord et c'est par le fléau d'articulation que s'est achevée la pose des viaducs d'accès : le clavage des travées adjacentes et la libération de l'articulation ont donc suivi immédiatement sa mise en place. Les conditions d'appui du matériel de pose ont permis de limiter les efforts supportés par le dispositif provisoire de blocage au seul poids propre des voussoirs (environ 3000 kN). Sa capacité de levage (80t) autorisait des formes simples pour les voussoirs d'articulation, conçus comme des cadres massifs en béton armé : l'épaisseur moyenne des âmes est de 1,30 m, celle des hourdis de 80 cm. De fines fissures de diffusion sont néanmoins apparues au milieu des hourdis. Elles n'ont pas évolué depuis la construction.



Le voussoir porté a été simplement brélé sur le porteur par 5 barres Dywidag, et les trois voussoirs courants liés provisoirement au reste du fléau par 12 câbles 6T13 rectilignes, ancrés sur la tranche de la partie centrale de leur hourdis supérieur, épaisseur de 20 cm. Les cales de blocage, bétonnées à joints conjugués sur l'aire de préfabrication, étaient de dimensions très réduites : 0,76 m<sup>2</sup> en fibre inférieure, et 1,03 m<sup>2</sup> en fibre supérieure.

Pourtant il a été difficile de loger simultanément dans la table supérieure du voussoir porté les câbles provisoires, les ancrages



passifs des câbles de fléau, qui devaient rester accessibles, et les calages, concentrés au milieu du hourdis et à l'extrémité des encorbellements : les poutres support du joint de chaussée ont dû être bétonnées en cinq phases !

## Viaduc de Nantua (coulé en place)

Commencée par les deux extrémités, sa construction s'est terminée par la libération de l'articulation, située au milieu de l'ouvrage. Les portées augmentent progressivement d'une culée à l'autre avec la hauteur des piles ; aussi les deux fléaux de la travée d'articulation ont-ils pratiquement la même longueur. Placée au quart de la portée, l'articulation se trouve au milieu d'un demi-fléau. Le dispositif de blocage provisoire a donc dû supporter le poids du voussoir porté, de six voussoirs courants, et d'un équipage mobile de 79 tonnes : au total 5000 kN. Les cales étaient deux fois plus grosses qu'à Bellegarde : 1,72 m<sup>2</sup> en bas, 2,72 m<sup>2</sup> en haut. Les problèmes d'encombrement étaient donc plus aigus encore.

Chacun des 7 voussoirs situés au delà de l'articulation a été précontraint provisoirement au reste du fléau par une paire de câbles FU12T15 ancrés sur la tranche des âmes. Les deux paires les plus longues furent ancrées à l'arrière du voussoir précédant le voussoir porteur, sur un épaissement du hourdis ; on a pu

les détendre au vérin. Les cinq autres ont été raboutées sur les câbles de fâeu définitifs par des coupleurs FU logés dans la feuillure du joint de chaussée. On a limité leur tension afin d'éviter tout décollement des ancrages des câbles primaires. Pour débloquent l'articulation, les torons ont été coupés au chalumeau, à un mètre environ des manchons des ancrages définitifs. Les gaines ont été ensuite injectées.

tension des quatre paires de câbles de continuité relevés au-dessus des appuis. Les angles rentrants des âmes se sont fissurés, jusqu'à ce que les armatures des bracons se mettent en traction. Il a fallu injecter ces fissures avant de tancer les câbles relevés.

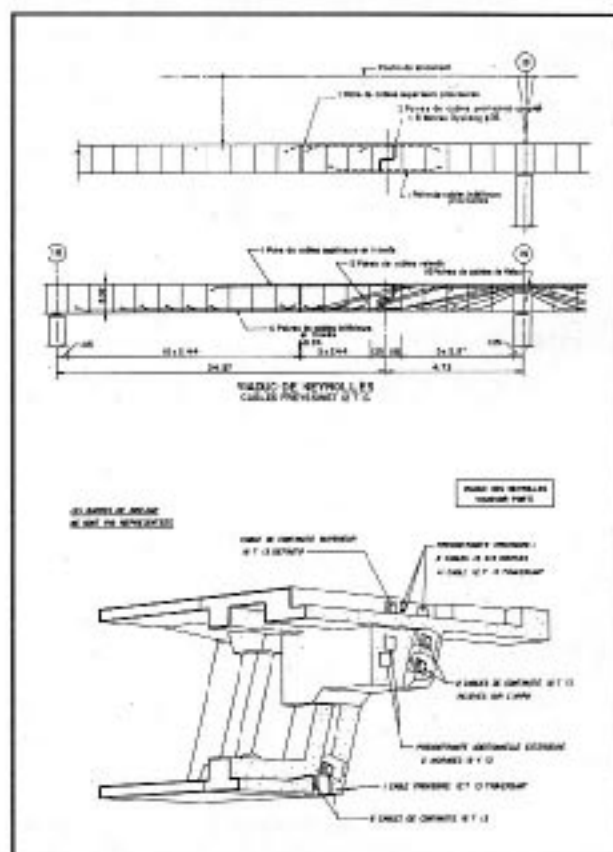
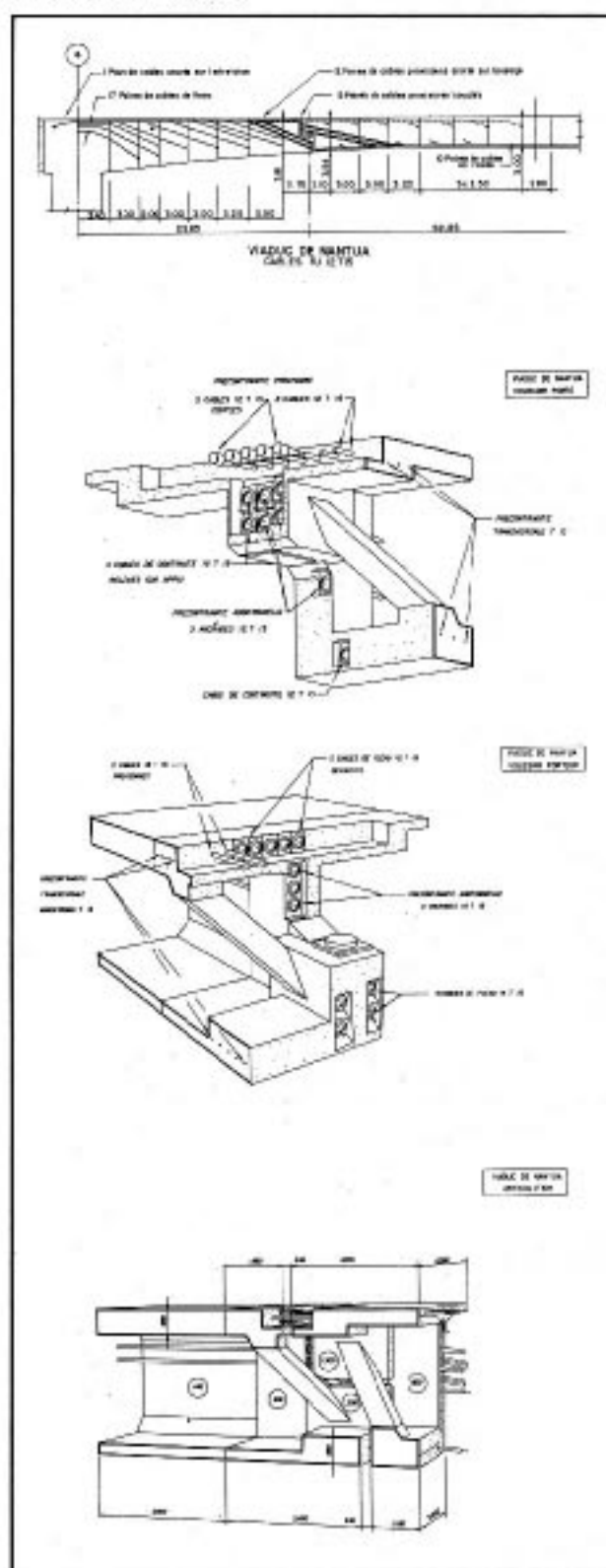
Pour des raisons d'encombrement, on avait renoncé à précontraindre verticalement les âmes. Par contre une précontrainte transversale par monotorons gainés graissés T15 a été mise en œuvre dans les hourdis inférieurs et supérieurs des deux voussoirs.

## Viaduc des Neyrolles (préfabriqué)

Son tablier se compose de travées répétitives d'une cinquantaine de mètres, posées par une poutre de lancement de 80m de long. Lors du passage d'une pile à l'autre celle-ci appuie sur l'extrémité avant des fléaux une réaction de 140 tonnes. C'est pourquoi on a placé l'articulation dans la moitié arrière du fléau 19, proche du milieu de l'ouvrage, et suffisamment près de la clé pour limiter à trois le nombre des voussoirs courants au-delà du voussoir porté.

Comme à Belegarde les voussoirs d'articulation sont conçus comme des cadres en béton armé, mais la capacité de la poutre et les faibles dimensions du caisson ont imposé un coffrage plus tourmenté.

L'articulation n'a été libérée qu'après clavage de la travée suivante et transfert de la poutre sur la pile 21, quand la poursuite de la pose n'affectait plus guère les efforts dans la travée d'articulation. Aussi le dispositif de blocage a-t-il dû supporter non seulement le poids des quatre voussoirs du fléau 19 situés au-delà de l'articulation, mais aussi les moments de flexion alternés dus aux réactions d'appui de la poutre lors du transfert sur le fléau 20. La précontrainte provisoire comportait donc un câble 12T13 rectiligne dans chaque angle du caisson, en sus de la précontrainte nécessaire pour fixer les voussoirs sur le reste du fléau, composée de barres Dywidag et de quatre câbles 12T13. Ces derniers ont été raboutés sur les câbles de fléau définitifs par des cou-



Les voussoirs d'articulation pèsent 84 et 82 tonnes. Ils sont munis de bracons inclinés qui peuvent paraître surabondants, puisqu'il fallait de toutes façons épaissir les parois du caisson pour loger la précontrainte et les appuis.

En fait, ils ont prouvé leur utilité car on avait omis, malgré des études très complètes et très soignées, de justifier les cisaillements du voussoir porté dans les phases précédant la mise en





## Un passage supérieur d'autoroute perd ses corniches

Un incident qui aurait pu avoir des conséquences graves pour la sécurité des usagers s'est produit en juillet 1969 sur un PS d'autoroute (RD 10/A31 à Dieulouard, entre Nancy et Pont-à-Mousson) construit en 1971/72.

Au cours des opérations de visite et de surveillance continue, le gestionnaire a constaté un basculement des corniches et des garde-corps. Ce basculement s'est accentué très rapidement de 2 cm en deux jours. Dès l'observation du basculement, la Subdivision procédait à un haubanage et un maintien provisoire du parapet en attendant l'enlèvement qui fut effectué en deux fois : le lundi 3 juillet en soirée pour la corniche nord et dans la nuit du vendredi au samedi 8 juillet pour la corniche sud avec basculement de la circulation autoroutière d'une chaussée sur l'autre. Lors des opérations d'enlèvement, il fut possible de mieux comprendre les causes de ce désordre.

### Conception déficiente de la fixation de la corniche

La corniche est constituée d'éléments préfabriqués de 1,25 m de long, reposant sur le tablier par l'intermédiaire d'un lit de pose au mortier de ciment.

La liaison de chaque élément au tablier est assurée par deux simples épingles verticales  $\varnothing 10$  laissées en attente dans le tablier.

La liaison entre éléments est, quant à elle, assurée par quatre  $\varnothing 10$ . Toutes ces liaisons s'effectuent à l'intérieur des noyaux de béton coulé en place situés aux extrémités des éléments. Comme on peut le voir sur les figures, les épingles sont trop espacées et trop petites pour assurer un bon ancrage de la corniche au tablier. De plus, les réservations étant trop étriquées pour permettre un bétonnage correct des noyaux, ceux-ci constituent dès lors des points faibles (mécanique et étanchéité). Tout cela explique la rouille constatée de certaines épingles, ainsi que la désagrégation partielle du mortier par l'action des agents agressifs (eau, sel ...)

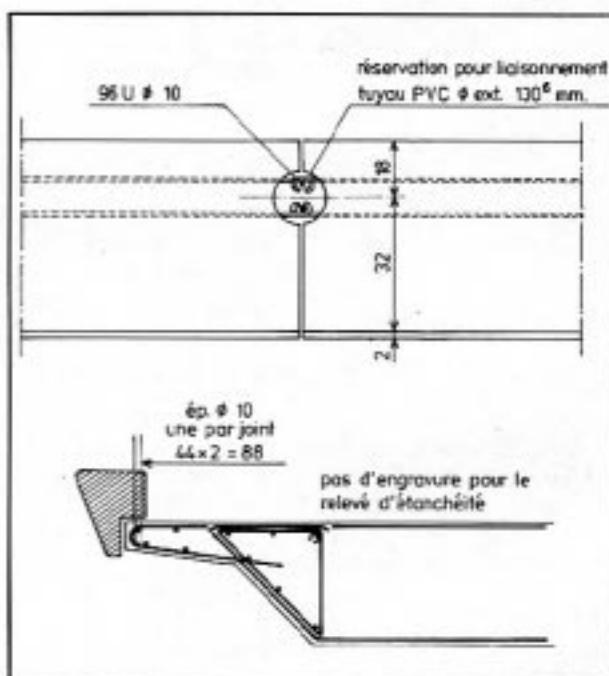
Ce mode d'ancrage n'est pas conforme aux errements habituels qui ont montré leur efficacité : aciers en attente et liaison avec une contre corniche continue coulée en place et ancrée dans le tablier. Dans cette disposition, la corniche ne tenait que par un fil !

### Défaut d'exécution

L'étanchéité n'a pas été prolongée sous trottoir et correctement relevée dans une engravure. Son absence a permis à l'eau et à la saumure du service hivernal d'atteindre l'épingle  $\varnothing 10$ . Cet incident aurait pu avoir des conséquences graves si un élément de corniche était tombé sur l'autoroute. Il doit vous inciter à une grande vigilance lors de vos visites si les corniches des ouvrages dont vous avez la gestion comportent des attaches de ce type ou aussi « légères ». Il vient aussi opportunément rappeler deux règles importantes en matière d'équipement :

- le jugement de certaines dispositions variantes par rapport aux solutions types ayant fait leur preuve ne doit pas se faire uniquement sur leur intérêt immédiat à la construction : facilité et rapidité de pose, économies (souvent minimes et de toute façon disproportionnées par rapport aux réparations en cas de problème) ; on doit aussi tenir compte de leur fiabilité et de leur tenue dans le temps. Le coût de la réparation en 1969 est sans commune mesure avec l'économie réalisée en 1971.
- la chape d'étanchéité n'est pas un produit noir (en général) qui est sous la chaussée. Son but est de protéger la structure, et la partie de cette structure qui est sous les trottoirs doit être comme celle sous la chaussée. C'est là aussi, que l'on voit l'intérêt des relevés d'étanchéité conformes aux prescriptions réglementaires (F67 du CCTG et STER 81).

G. TIXIER, M. FRAGNET, V. LE KHAC



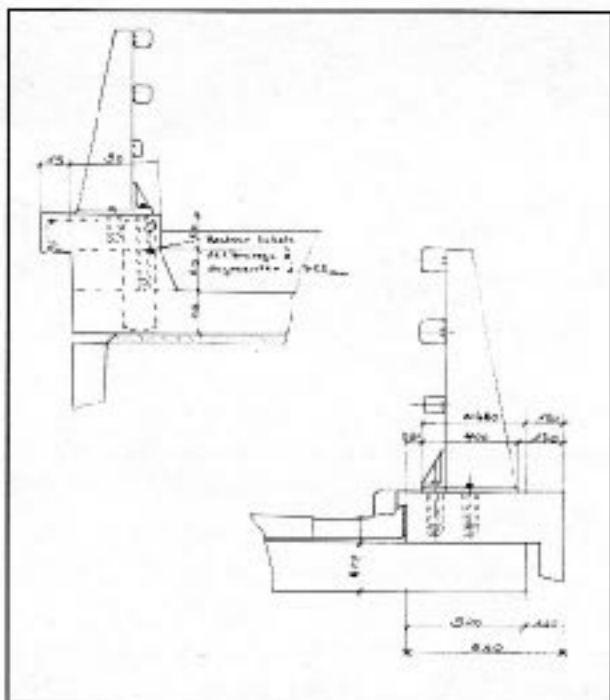
## A propos de la dimension des plots d'ancrage de la BN 4

Des incidents récents ont attiré l'attention sur l'importance de certains détails, jugés a priori mineurs, sur l'efficacité et la durabilité de la fixation des BN4 sur les ouvrages d'art. La disposition d'ancrage de la BN4 préconisée par le GC 77 est une disposition minimale qui a été déterminée empiriquement. En

particulier, le béton de la corniche ne peut pas être supprimé au droit des supports de BN4 sans entraîner une défaillance prématurée de la barrière par la rupture du béton du parement comprimé. Il est nécessaire de maintenir un débord minimal de 17 cm par rapport au bord comprimé de la platine, car ce béton contribue à

la diffusion de l'effort localisé de compression, qui est entièrement concentré sur l'arête arrière de 13 cm de largeur seulement de la platine de la BN4. D'autre part, on constate fréquemment une erreur qui consiste à mettre les crochets d'ancrage des cadres et étriers dans la zone où le béton est très fortement sollicité à la traction par les pièces d'ancrage des vis fusibles M 22-30. Cette disposition est déconseillée dans l'article 2.1 du guide de pose de la BN4 (cf. mise à jour n°2 du GC 77, en date de mars 81). Elle n'est pas conforme aux règles de l'art du béton armé et l'encombrement des crochets empêche la mise en place des douilles de la pièce d'ancrage de la BN4. Ce détail associé au fait que la hauteur totale de la pièce d'ancrage type (cf. pièce 4.3.4 du GC 77) n'est que de 18 cm est aussi une cause de la défaillance prématurée de la barrière par rupture du béton tendu, glissement de la pièce d'ancrage et ouverture des cadres. Par conséquent il est fortement conseillé d'augmenter la hauteur de cette pièce d'ancrage type selon les dispositions choisies pour chaque projet d'ouvrage (voir 4.2.2 du guide de pose déjà cité). A titre d'exemple cette adaptation est particulièrement facile à réaliser pour la fixation d'une BN4 sur un mur de soutènement. Bien entendu il convient de préciser à temps au fabricant de la pièce d'ancrage la nouvelle hauteur hors tout retenue.

G. ENNESSER



## Dernière minute : Alerte sur la qualité des soudures de la BN4

Lors de l'examen des ancrages de la BN4 faisant l'objet de l'article ci-dessus, il a été constaté que la qualité d'exécution des soudures des éléments de poteau de la BN4 était insuffisante (plus proche du « collage » que d'une véritable soudure) et, surtout, non conforme aux spécifications de la pièce 3.2.4. du GC77. C'est le cas, en particulier, de la soudure de la cornière

150x30x15 avec le plat avant qui constitue un élément important de la résistance du poteau. Tous les fabricants et l'ensemble des fabrications exécutées avant la mi-1989 sont concernés. Pour les modalités de l'examen et les techniques de remise en conformité, prendre contact avec le SETRA - CTOA - Cellule Equipements des Ponts.

M. FRAGNET

## Les désordres des plans de glissement inox/PTFE (\*)

Sous l'effet de la pression, le PTFE a tendance à fluer vers les zones déchargées. Dans les cas extrêmes, il y a extrusion du PTFE sur le bord déchargé (voire même soulevé) tandis que l'inox de la plaque de glissement entre directement en contact avec la pièce métallique mobile sur le bord opposé. Non seulement l'appareil d'appui est détérioré et à remplacer mais le coefficient de frottement du plan de glissement augmente.

Ce désordre peut être évité par le respect de l'état-limite de service :

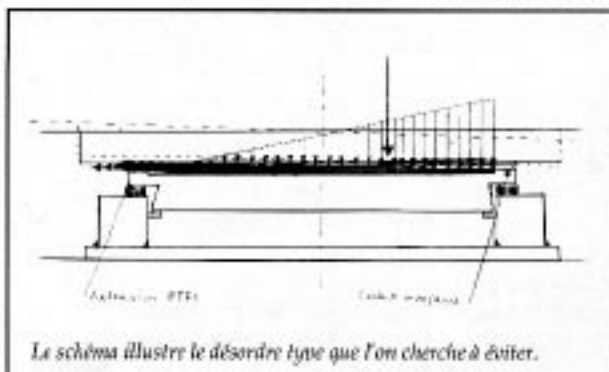
- limitation de la pression maximale sur le bord le plus chargé

du PTFE à une valeur fonction de la durée du chargement, - non décompression sur le bord le moins chargé.

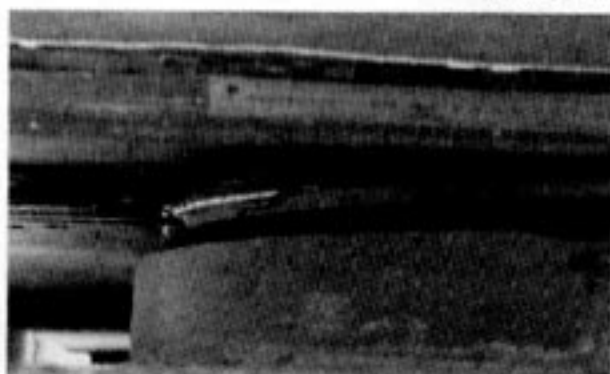
La prévention de ce désordre qui entraîne un contact inox/acier consiste à s'assurer que la distance entre l'inox et le bord supérieur de la pièce mobile est sensiblement celle définie par le fabricant. Le seuil d'alerte est atteint lorsque cette distance tend à devenir inférieure à 1 mm.

(\*) : P.T.F.E. - polytétrafluoroéthylène ou Teflon

G. ENNESSER



Le schéma illustre le désordre type que l'on cherche à éviter.





## Utilisation de tirants en fibres de «verre» et en fibres d'«aramide» dans le métro parisien

Dans un environnement géologique et hydro-géologique difficile, une station voûtée en maçonnerie du métro parisien de 17,40 m d'ouverture présente des signes d'instabilité dus à un léger déplacement d'une culée.

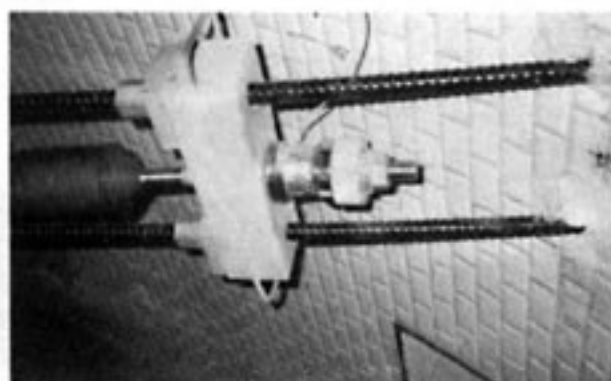
Des travaux confortatifs (pieux inclinés) permirent de stabiliser la situation.

Afin d'améliorer l'état d'équilibre retrouvé, la Régie Autonome des Transports Parisiens décida d'installer 41 tirants reliant les deux culées sous tension unitaire de 650 kN ; 36 de ces tirants sont en fibres de «verre», les 5 autres en fibres d'«aramide». Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, conseiller de cette opération, a été chargé de plus de suivre le comportement de ces tirants ; à cet effet, 10 d'entre eux sont instrumentés pour mesurer les variations de tension.

De son côté, la station a été équipée, dès l'apparition des fissures, de bases de mesures dimensionnelles qui donnent un suivi du gros œuvre ; la poursuite de ces mesures permettra une analyse entre d'éventuelles variations de la distance séparant les culées et les modifications de tension pouvant survenir dans les tirants.

Une communication technique sur ce sujet sera présentée entre le 3 et 7 juin 1990 à Hambourg au congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte FIP 90 dans la rubrique : [ Rationalisation of the building process ].

A. LEBRAS, E. AZRIA, A. CHABERT, R. AMBROSINO



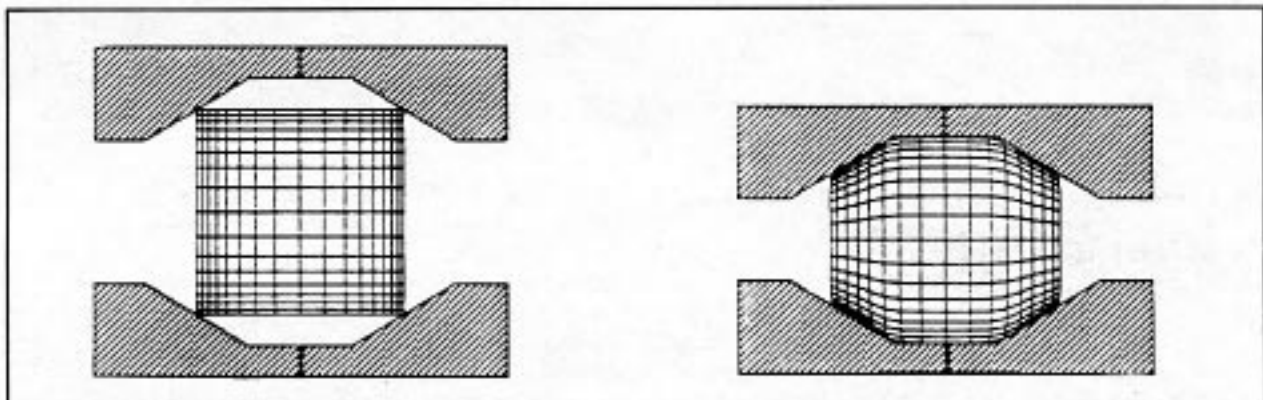
## Stage IPSI (\*): modèles et méthodes numériques en grandes déformations plastiques

Ce stage de trois jours a eu lieu à Paris en avril 1989 et était animé par Jean-Claude Gelin Professeur à l'ENSM de Besançon, Michel Brunet Maître de conférence à l'INSA de Lyon et Jérôme Oudin Professeur à l'Université de Valenciennes.

L'objet de ce stage est parfaitement illustré par l'un des schémas qui nous a été présenté, c'est à dire la déformation d'une pièce sous presse dont il s'agit de prévoir l'état final par un modèle non linéaire ce calcul aux éléments finis. Ce dernier doit prendre en compte le comportement élastoplastique du matériau,

l'aspect grandes déformations du sollice et les problèmes de contact unilatéral et de frottement entre le solide et les contacteurs.

C'est ainsi que nous avons étudié successivement les différents tenseurs de contrainte et de déformation compatibles avec les grandes déformations, les équations d'équilibre et les formulations variationnelles associées, les techniques de résolution numérique des systèmes non linéaires et la modélisation des surfaces de contact et de frottement. In fine, nous ont été présentés



les différents critères à appliquer dans le choix des éléments finis et de la méthode de résolution. En effet, certains éléments sont susceptibles de se «verrouiller» en grandes déformations et des éléments particuliers ont été développés pour éviter ce phénomène. Bien que ces derniers donnent de bons résultats, l'explication complète de ces phénomènes n'est pas encore, semble-t-il, mise à jour. En tout état de cause, il apparaît nécessaire d'avoir d'une manière générale l'esprit critique vis-à-vis des résultats de calcul et en particulier de s'assurer de la stabilité de la solution vers laquelle converge le système itératif.

Ce stage avait une nette coloration «génie mécanique» et donc certains aspects tels que le calcul des poutres ont été à peine effleurés. Attention, dans ce domaine, il ne faut pas confondre grandes déformations et grands déplacements. Il y a en effet une hiérarchie mise en évidence dans les modèles à éléments finis :

- petits déplacements,
- grands déplacements,
- grandes rotations,
- grandes déformations.

Bien entendu, à chaque niveau correspond une approximation donnée. L'application des codes de calcul généraux en grandes déformations ou grands déplacements concerne surtout les parties métalliques et les systèmes d'appuis des ouvrages d'art. Pour les parties en béton, des modèles spécifiques prenant en compte le ferrailage et la précontrainte sont nécessaires. Il reste que les techniques numériques mises en œuvre pour les calculs fortement non linéaires qui nous ont été présentées peuvent être appliquées aux modèles des structures en béton en cours de développement.

J. GUAL

(\*) Institut pour la Promotion des Sciences de l'Ingénieur

## 7

## Réglementation

### Construction métallique - Normes homologuées

Depuis 1984, les normes françaises (nouvelles ou révisées) publiées par l'AFNOR ont le statut de normes homologuées. Dans la série NF P 22 - intéressant la construction métallique, l'édition 1981 de la norme NF P 22 470 (Dispositions constructives et justification des soudures) a été révisée et a été publiée en août 89 avec le statut de norme homologuée.

C'est donc cette norme qui doit être appliquée à la place des clauses correspondantes contenues dans le fascicule 61 titre V (Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier). Nous ne détaillerons pas ici toutes les différences apportées par cette norme qui prend en compte les progrès des connaissances depuis la parution du F61 titre V (1973), citons cependant :

- les limitations basse et haute de la valeur de gorge des soudures d'angle,
- la prise en compte d'une pénétration partielle d'un cordon d'angle pour le calcul de l'épaisseur utile a du cordon n'est possible que si cette épaisseur est «déterminée expérimentalement suivant la nature du procédé de soudage, de ces conditions de mise en œuvre et ce **contrôle d'exécution**»

À l'heure actuelle, et sous réserve des progrès qui seront faits dans ce domaine, il n'existe pas de méthode reconnue de contrôle non destructif de cette pénétration.

- la formule de base de justification des cordons d'angle est tout à fait différente de celle figurant dans le titre V. Sur la base des travaux de l'Eurocode 3, nous avons toutefois ajouté une

formule simplifiée très proche des formules du titre V.

Nous rappelons que les différentes normes homologuées en octobre 89 dans la série P 22 sont les suivantes :

- P 22 468 (1987) : Assemblage par boulons à serrage contrôlé. Serrage par rotation contrôlée de l'écrou. Détermination de l'angle de rotation.
- P 22 470 (1989) : Dispositions constructives et vérification des soudures.
- P 22 472 (1989) : Qualification des modes opératoires de soudage.
- P 22 473 (1986) : Assemblages soudés. Etendue des contrôles non destructifs.

Nous signalons en outre qu'il existe dans la série P 22 de nombreuses normes actuellement enregistrées, qui seront transformées en normes homologuées au fur et à mesure de leur révision.

J. RAOUL

#### ERRATUM

Une erreur importante s'est glissée dans la norme NF P 22 470 d'août 1989 - Construction métallique, assemblages soudés, paragraphe 9.3.1, page 20 ; LIRE :

Les composantes  $\sigma_x$ ,  $\tau_x$  et  $\tau_y$  doivent satisfaire aux inégalités

$$K \sqrt{\sigma_x^2 + 3(\tau_x^2 + \tau_y^2)} \leq \sigma_a \quad \text{et} \quad \sigma_x \leq \sigma_a$$

## Vous avez dit responsabilités ?...

La conscience du partage des responsabilités n'est souvent perçue qu'au moment de désordres qui font intervenir la garantie décennale. Rappelons brièvement (1) que celle-ci ne peut être engagée que si ces désordres sont non apparents au moment de la réception et qu'ils doivent rendre l'ouvrage « impropre à sa destination » ou intéresser sa « solidité ». La réception a une importance considérable, car elle constitue le point de départ du délai de garantie et celui-ci ne peut être interrompu que par une reconnaissance explicite et sans ambiguïté de la responsabilité de l'entreprise. Il est donc recommandé de ne pas attendre des résultats d'expertise pour lancer une action de fond devant le Tribunal Administratif, et d'éviter la réception tacite liée, par exemple, à une prise de possession anticipée.

Cette conscience devrait s'imposer de façon constante, car elle est à l'origine d'une bonne régulation des rapports entre les divers intervenants à l'acte de construire. Deux points mériteraient, à mon sens, d'être plus présents dans les esprits : la notion de présomption de responsabilité sans faute et celle de l'imputabilité.

À la différence du maître d'ouvrage, dont la responsabilité ne peut être engagée qu'en cas de faute (en général lourde), celle d'un constructeur est recherchée, même sans faute si certains désordres sont consécutifs à une décision relevant d'une mission qui lui a été confiée. Il faut d'ailleurs parler des constructeurs car dès lors qu'un contrat lie le maître d'ouvrage à un bureau d'études ou de contrôle, un architecte ou un maître d'œuvre la responsabilité de chacun peut être directement recherchée. La définition précise des missions est donc essentielle. Celles du maître d'œuvre relèvent de la conception et de la surveillance... de la plupart des autres intervenants. Le concept de surveillance est lui-même d'une nature un peu particulière. Est-ce la raison pour laquelle la notion d'imputabilité a pu se développer dans la jurisprudence ?

Celle-ci tend à rechercher une responsabilité dans un cadre plus large que celui strict du contrat, en y apportant une nuance de responsabilité pour faute liée à des comportements. Le problème des visas des plans et notes de calcul peut illustrer cette théorie. Un visa suppose une simple prise de connaissance du travail réalisé par l'entreprise. Mais la compétence du maître d'œuvre et le temps matériel dont il a disposé (et généralement des délais sans prévus au CCTP, pour permettre d'étudier les documents soumis au visa) engage sa responsabilité s'il n'a pas

relevé les erreurs et pris les décisions ad hoc dans un domaine qui, pourtant, est de la responsabilité contractuelle de l'entreprise. On peut noter que le maître d'ouvrage est assimilé au maître d'œuvre lorsqu'il joue ce rôle, ce qui est souvent le cas de l'Etat lorsque le maître d'œuvre est un Service de l'Équipement, et peut l'être pour un Département si le Service Technique Départemental assure la maîtrise d'œuvre.

La notion d'imputabilité élargit donc singulièrement la sphère des responsabilités du maître d'œuvre et du maître d'ouvrage. Ce n'est pourtant qu'une conséquence des rapports qu'il entretient couramment avec l'entreprise. Parallèlement celle-ci peut voir sa responsabilité engagée pour des erreurs de conception qu'elle aurait à connaître au moment de la mise au point des documents d'exécution.

Cette notion trouve encore une application dans les nouvelles méthodes de travail liées à l'assurance de la qualité. Les PAQ ont, en effet, le même statut que les plans et notes de calculs. La connaissance préalable de l'organisation du chantier ou des méthodes que compte utiliser l'entreprise, peut donc avoir pour corollaire un accroissement de la responsabilité du maître d'œuvre lié à des insuffisances dans ces domaines. Il est donc essentiel que le maître d'œuvre obtienne de l'entreprise des documents suffisamment clairs et synthétiques pour ce qui concerne les méthodes d'exécution. Il s'attachera surtout à connaître avec précision l'organisation du contrôle interne.

On peut se demander aussi si le maître d'ouvrage ne commet pas une faute lourde de nature à engager sa responsabilité en confiant la conception d'une structure complexe à un architecte. La compréhension du fonctionnement d'un ouvrage d'art relève en effet d'une technicité qui est de la compétence de l'ingénieur et même de l'ingénieur spécialisé, lequel peut avantageusement s'assurer la collaboration d'un architecte. Or l'inversion de ce rapport de collaboration, à l'initiative du maître d'ouvrage, peut créer un risque en mettant l'architecte en mesure d'imposer des solutions structurelles non éprouvées à un bureau d'études mis en position de dépendance.

En définitive ne peut-on pas conclure que la jurisprudence tend à faire supporter à chacun, au delà même des dispositions contractuelles, la part de responsabilité qui lui revient en équité, compte tenu de son action propre (ou de son manque d'action...) et de sa compétence ?

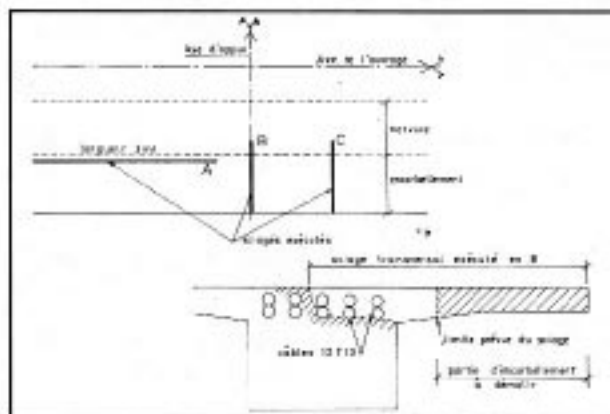
J. ANDRE

(1) Pour plus d'information, le lecteur se reportera au bulletin d'information générale, d'octobre 1984 du Conseil Général des Ponts et Chaussées (B.I.G.).

## Massacre à la tronçonneuse

L'aménagement d'une bretelle de sortie d'un pont à nervures en béton précontraint existant nécessitait le sciage d'une partie de l'encorbellement.

- La procédure avait été « soigneusement » mise au point :
- l'implantation des découpes avait fait l'objet d'un procès-verbal entre le maître d'œuvre et l'entrepreneur titulaire du marché ;
  - le conducteur de l'entreprise sous-traitante chargé des découpes avait participé à la réunion de chantier préparatoire.





Le jour du sciage les deux conducteurs étaient absents et l'ouvrier chargé de l'opération qui «semblait parfaitement savoir ce qu'il avait à faire» a commencé à découper le béton.

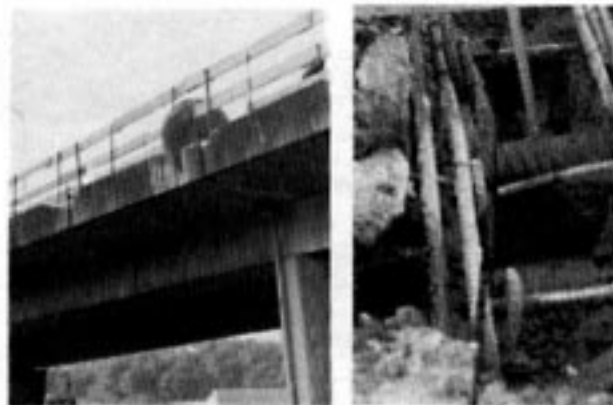
**Bilan de l'opération :**

- quatre ou six câbles 12 T\*3 sectionnés
- un hcurdis qui a bien failli tomber avec l'ouvrier et son matériel.

**Conclusion :**

Les procédures du PAQ doivent être connues de tous les exécutants. Les fiches de suivi doivent être cochées au fur et à mesure. De plus, lors des opérations à risque, le personnel d'encadrement doit être sur place... (cela doit figurer dans le PAQ.)

D. POINEAU



Axe de la coupe

## 9

## Informations brèves

### *Limitation de la déformation des ouvrages provisoires sous le poids du béton frais*

Dans l'exécution des ouvrages courants en béton, les coffrages (platelage + peau) sont en général portés par un étaielement vertical (il s'agit la plupart du temps de tours supportant une surface réduite de tablier), ou par un système de poutres horizontales (appelé cintre) ayant un nombre d'appuis limité. La limitation de la déformation de ces ouvrages provisoires pendant le bétonnage a fait l'objet de la note d'information n° 7 du CTOA du SETRA parue en juillet 1989.

#### **But de cette note d'information**

Le CPS type relatif aux ouvrages courants, dont s'inspire la réaction de la plupart des CCTP actuels limite à environ 2 cm la flèche du cintre lors de sa mise en charge par du béton frais. Si cette règle demeure acceptable pour les ouvrages de faibles portées, la pratique montre qu'elle peut s'avérer trop contraignante lorsque des cintres plus importants sont utilisés. Les nouvelles règles répondent donc à deux préoccupations :

- rester compatibles avec les errements actuels dans la construction des ouvrages qui nécessitent des cintres de faibles portées ;
- être moins contraignantes pour des ouvrages plus importants,

mais assorties de vérifications et de précautions compensatrices à définir et à faire respecter dans les marchés.

#### **Recommandations**

a) En ce qui concerne les étaielements, ceux-ci ne doivent pas subir de déplacement excédant 2cm en quelque point que ce soit, depuis le début du bétonnage jusqu'au décentrement.

b) En ce qui concerne les cintres, leurs flèches maximales sous l'action du béton frais sont à limiter à

$$\frac{l}{2000} + 2 \text{ cm,} \quad \text{ou } l \text{ désigne la portée du cintre exprimée en centimètres.}$$

Une limite plus large peut cependant être admise sous réserve des justifications et précautions à apporter. Ces dernières ont pour but d'éviter toute fissuration du béton pendant cette période de construction. Elles peuvent résider dans l'emploi d'un retardateur de prise approprié, ou dans le phasage du bétonnage, ou encore dans le fractionnement de la mise en tension de la précontrainte. Quelles que soient les dispositions prises et justifications apportées, ces flèches sont plafonnées à  $l/300$ .

V. LE KHAC

### *Qualité des études d'ouvrages d'art*

La qualité des ouvrages d'art, et donc leur durabilité, dépend très étroitement de la qualité des études. A cet effet, la lettre-circulaire de la Direction des Routes du 21 novembre 1989 rappelle les points importants dont il convient de tenir compte dans l'étude des ouvrages d'art, au niveau :

- de l'identification des intervenants et de leurs responsabilités,
- de l'organisation des études,
- des modalités de recours indispensables à des ingénieurs spécialistes pour la conception des ouvrages non conformes à un modèle-type,
- de la recherche de la qualité architecturale.

### *Au voleur !*

Les garde-corps en alliage d'aluminium sont très appréciés par les architectes pour leur variété de forme et leur possibilité de coloration, ils sont appréciés par les gestionnaires pour leur excellente tenue à la corrosion, donc leur faible coût d'entretien. Ils sont aussi appréciés par les voleurs qui connaissent bien la valeur à la revente de l'aluminium. Dans au moins un département, certains éléments de ces garde-corps ont été volés et revendus aux fondeurs. Sur un ouvrage, on n'a retrouvé que les montants scellés dans la corniche !

S'agit-il d'un cas isolé ? Que peut-on faire sinon, comme cela a été fait, prévenir les ferrailleurs en leur précisant les types de profils susceptibles d'être proposés ? Y-a-t'il des modifications à envisager sur les garde-corps et lesquelles ?

M. FRAGNET