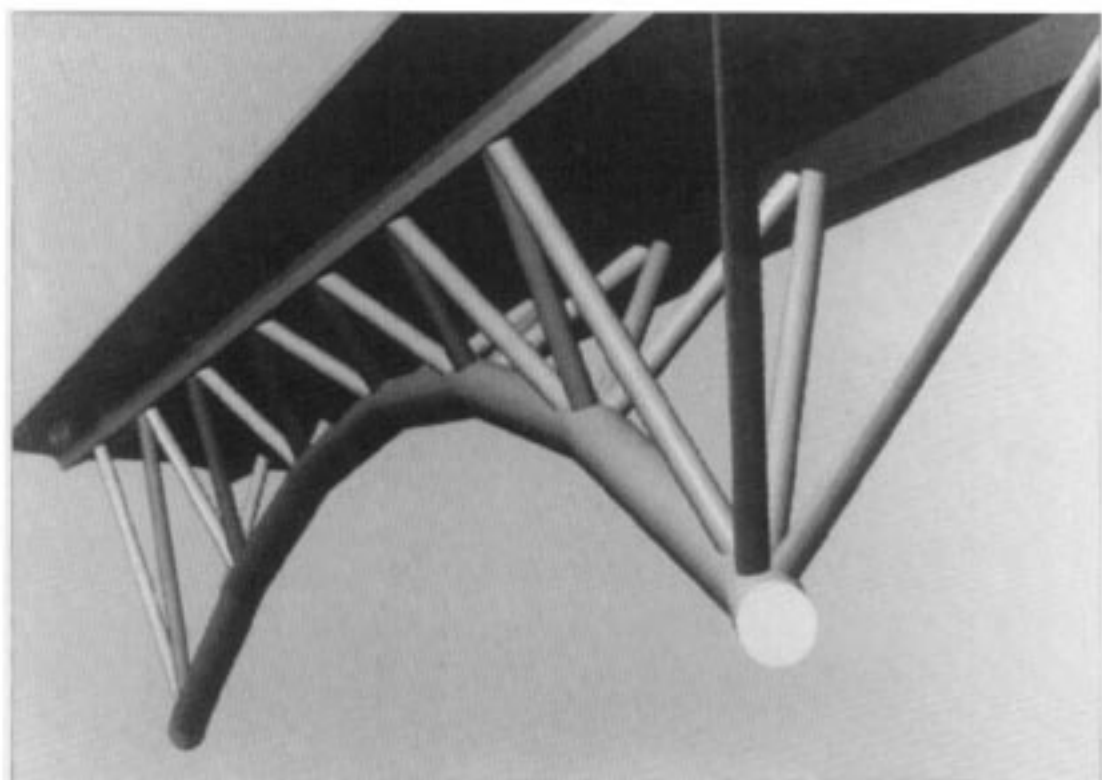


OUVRAGES D'ART

N° 14 - Mars 93

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Projet d'arc tubulaire au-dessus de l'autoroute A75.

Dessiné par la Division des Grands Ouvrages d'Art (DGOA) avec le concours du Centre informatique Technique et Scientifique (CITS) du SETRA.

SOMMAIRE

■ Ouvrages à suivre 2

— Études du pont de la Roche-Bernard • *Gilles LACOSTE*

— Arc métallique tubulaire au-dessus de l'autoroute A 75 • *Jacques BERTHELLEMY, Jacques RASPLENDINO*

— Pont de la Corniche à Dôle - De nouveaux plis dans le Jura • *Jacques COMBAULT, Bruno FLOURENS*

■ Techniques particulières 13

— Transformation en pont à haubans du P.S. 73 sur l'autoroute A 6, à Beaune • *Michel PLACIDI*

— Connexion en deuxième phase des dalles des ponts mixtes • *Michel VIRLOGEUX, Thierry KREYZ*

■ Équipements et entretien 19

— Appareils d'appui en caoutchouc fretté - Une nouvelle marque NF • *Christian BINET*

— Domaine d'emploi des joints à revêtement amélioré • *Michel FRAGNET*

■ Tribune libre 23

■ Informations brèves 33

— Joints de chaussée des ponts routes - Le point des avis techniques à la date de février 1993 • *Yvon MEURIC*

— Attention à la corrosion par couple galvanique • *Michel FRAGNET*

— Quelques stages ouvrages d'art

■ SETRA 35

Les dernières publications Ouvrages d'Art

■ Coordonnées des rédacteurs 36



Bulletin de liaison diffusé par le Centre des Techniques d'ouvrages d'Art du
SERVICE D'ÉTUDES 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: 260763F



Vue du site. Au premier plan le pont suspendu franchir la Vilaine.

ÉTUDES DU PONT de la Roche-Bernard

INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage:
Étit

Maîtrise d'œuvre:
DDE du Morbihan

Études projet:

— SETRA:
MM. VIBLOEUX,
LACOSTE,
Mme PERO
— CETE de l'Ouest:
MM. COZNET, GUILLOT
— DDE 56:
MM. LECORHIC, CASTEL
— SECOA:
MM. MATHIAT,
KIRSCHNER, FORESTIER
— avec le concours du
BE SCHIASE: M. DUBIN
— Architecte:
C. LAVIGNE

Études exécution:

— SETRA:
personnes déjà citées
— M. FONTAINE
— DDE 56:
personnes déjà citées
— M. SERINET
— BAUDIN CHATEL-
NEUF:
MM. MAZOU,
CROSNIER
— CAMPENON BER-
NARD:
MM. COMBAULT,
LEVERLÉ

La traversée de La Roche Bernard, située au Sud de la Bretagne, sur l'axe Bresl-Nantes, constitue le dernier point noir de cet itinéraire. La route nationale 165 qui fait parti du plan routier breton possède en effet des caractéristiques de voie rapide sur l'ensemble de son tracé, sauf au niveau de la ville de La Roche Bernard, où elle traverse la Vilaine sur un pont suspendu portant trois voies de circulation.

La construction d'une déviation a été confiée à la Direction Départementale de l'Équipement du Morbihan, qui a demandé au SETRA d'étudier des solutions de franchissement de la Vilaine. Pour cette étude, le SETRA a constitué une équipe en s'associant avec le CETE de l'Ouest, le bureau d'études SECOA, et l'architecte Charles Lavigne. Le SETRA avait déjà travaillé sur une étude préliminaire en 1980. Cette étude avait permis de choisir le tracé de la déviation et d'orienter le projet vers des solutions en arc.

Le site et les contraintes du projet

La vallée à franchir a une longueur totale d'environ 380 mètres. Large de 190 mètres, la Vilaine coule au fond de cette vallée légèrement dissymétrique, d'une profondeur de 35 mètres. Du côté de Nantes, en rive gauche, la pente de la vallée est très prononcée, alors qu'en rive droite, du côté de Vannes, elle remonte en pente plus douce.

L'ouvrage doit dégager une passe navigable de 27 mètres de hauteur au dessus de l'étiage à la cote 1.80 NGF, et de 50 mètres de largeur.

La vallée de la Vilaine est un site touristique réputé, fréquenté par de nombreux promeneurs, et qui comporte en particulier un chemin de grande randonnée. La Direction Départementale de l'Équipement du Morbihan a donc demandé au

SETRA d'étudier la possibilité pour les randonneurs de traverser la Vilaine en empruntant une passerelle pour piétons située sous l'ouvrage routier.

La voie à porter mesure plus de 20 mètres de largeur. Elle comporte en effet une chaussée bi directionnelle à deux fois deux voies de circulation de 3,50 mètres, avec des bandes d'arrêt d'urgence de 2,00 mètres. Les deux sens de circulation sont séparés par un terre plein central de 2,00 mètres de largeur, comportant sur l'ouvrage, un muret en béton de type DBA.

Dans ce site sensible, les rejets directs de polluants sont interdits. Des corniche-caniveaux doivent donc acheminer les eaux de ruissellement jusqu'à la culée Est, afin d'empêcher toute pollution accidentelle de la Vilaine.

Les études préliminaires

Les différentes solutions qui ont été étudiées se divisent en deux groupes:

- les solutions classiques,
- les solutions en arc.

Les solutions classiques n'ont pas été conçues pour permettre le passage des piétons d'une rive à l'autre parce qu'il était difficile d'y inclure des passerelles. Par contre, pour les solutions en arc, l'équipe d'études a eu l'idée de faire passer les piétons, sur l'arc, puis sur ses flancs.

Solutions classiques

Quatre solutions ont été dessinées:

- un caisson en béton précontraint, à six travées, de hauteur constante, égale à 3,40 mètres;
- un caisson en béton précontraint, de hauteur

variable (7,50 mètres sur piles et 3,75 mètres à la clef), à cinq travées;

- un caisson en ossature mixte acier-béton de 4,35 mètres de hauteur totale, à quatre travées;
- un caisson métallique à dalle orthotrope de 4,10 mètres de hauteur, à quatre travées.

Solutions en arc

Les arcs des différentes solutions ont une ouverture de 201 mètres pour une flèche de 30 mètres.

En élévation, deux types d'arc ont été proposés :

- un arc d'épaisseur constante, égale à 3,25 mètres,
- un arc d'épaisseur variable, de 2,90 mètres à la clef à 3,50 mètres aux naissances.

Cette dernière solution affine l'arc sur le plan architectural et rééquilibre un peu les moments à la clef de l'arc et à ses naissances.

Sept solutions ont été dessinées, avec différentes distributions longitudinales des piles et pilettes qui portent le tablier.

Elles se différencient évidemment par la longueur et le nombre des travées du tablier, ce qui influe sur sa structure, mais surtout par le nombre et la position des pilettes sur l'arc. En particulier, une solution originale qui a été adoptée pour la suite des études, a consisté à décaler vers l'arc la première pilette placée traditionnellement à sa naissance.

En coupe transversale, deux types d'arc ont été dessinés. Ils sont compatibles avec tous les schémas statiques longitudinaux que nous venons de décrire :

- un arc unique, de section rectangulaire, de 8,00 et 10,00 mètres de largeur ;
- un arc composé de deux tubes en béton armé reliés par des entretoises.

L'arc a été associé à trois structures transversales de tablier :

- un tablier bipoutre en ossature mixte acier-béton,
- un tablier en caisson en ossature mixte à âmes verticales,
- un tablier en caisson en ossature mixte à âmes inclinées.

L'étude préliminaire a permis de choisir les meilleures solutions en mariant de façon homogène les distributions de pilettes, les types d'arc et de tabliers.

Les études de l'avant projet d'ouvrages d'art

Pour les études d'A.P.O.A., en accord avec les conclusions de l'étude préliminaire, le Maître d'Œuvre a retenu trois solutions en arc :

- Solution A : Arc unique de section rectangulaire en béton armé équipé de passerelles pour piétons, portant un tablier en caisson en ossature mixte acier-béton ;
- Solution B : Arc unique de section rectangulaire en béton armé sans passerelles pour piétons, portant un tablier de type bipoutre en ossature mixte ;
- Solution C : Arc composé de deux tubes en béton armé, chacun équipé d'une passerelle pour piétons et portant un seul tablier de type bipoutre en ossature mixte.

Solution A

L'arc est un caisson rectangulaire de 8,00 mètres de largeur. Sa hauteur est variable de 3,50 mètres aux naissances de l'arc, à 2,90 mètres à sa clef (Figure 1).

Deux passerelles de 1,80 mètre de largeur utile, qui sont accrochées sur les flancs de l'arc, permettent le passage des piétons d'une rive à l'autre.

Le tablier est constitué d'un caisson métallique à âmes inclinées portant une dalle en béton armé de 23 centimètres d'épaisseur moyenne. La hauteur totale du tablier dans l'axe de l'ouvrage est de 2,00 mètres.

La solution A a été retenue pour le dossier de consultation des entreprises.

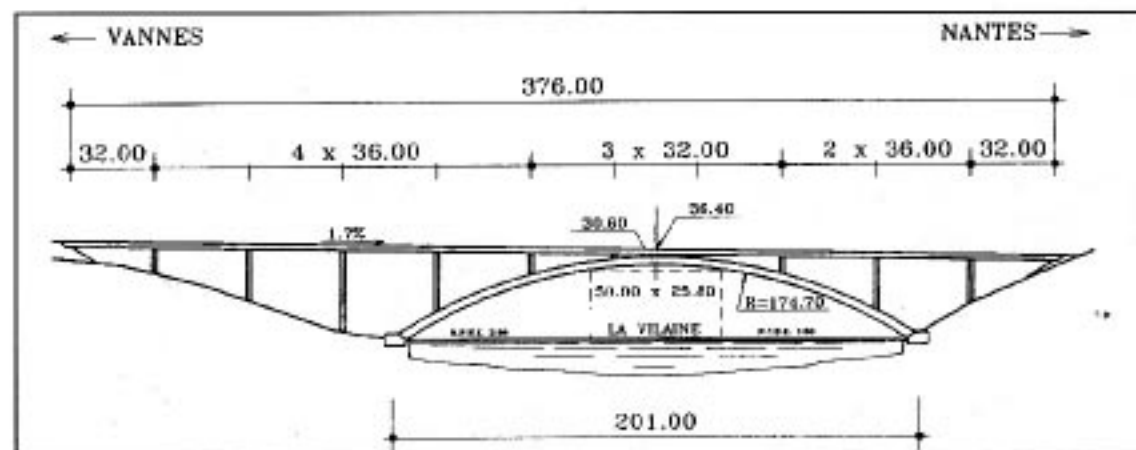


Figure 1: Élévation de la Solution retenue à l'A.P.O.A.

Les encorbellements extérieurs de la dalle sont soutenus transversalement par des pièces de pont espacées de 4,00 mètres. À l'intérieur du caisson, ces pièces de pont forment un diaphragme complet, dans lequel est ménagé un trou d'un mètre de hauteur et de trois mètres de largeur.

Le tablier s'appuie sur ses culées, sur quatre piles à terre et sur six piles disposées sur l'arc (Figure 2).

Le tablier est donc composé de onze travées avec :

- trois travées de 32,00 mètres au centre de l'arc,
- deux travées de 36,00 mètres en rive gauche,
- quatre travées de 36,00 mètres en rive droite,
- deux travées de rive de 32,00 mètres.

Chaque pile sur l'arc est composée de deux fûts cylindriques à base elliptique, dont les axes mesurent 1,80 et 1,40 mètre. La section des fûts des piles à terre est circulaire, d'un diamètre de 1,80 mètre.

L'arc est fondé sur deux massifs de béton appuyés sur le granit sain. Les piles à terre et les culées sont fondées superficiellement, également sur le granit qui est à faible profondeur.

En rive, les équipements de l'ouvrage comportent :

- une barrière de type BNI ;
- une corniche-caniveau en aluminium prélaqué, qui recueille et évacue les eaux de la chaussée vers l'extérieur de l'ouvrage et qui les emmène en rive gauche.

La construction du tablier est classique. Elle se fait par lancement de l'ossature métallique, et bétonnage en place de la dalle, par plots.

La construction de l'arc sur cintre, appuyé sur des

palées provisoires, a été abandonnée, parce que le lit de la Vilaine comporte une couche épaisse de terrain de mauvaise qualité. En revanche, plusieurs autres méthodes de construction, dont certaines sont originales, ont été étudiées pour l'arc (Figure 3) :

- construction de chaque demi-arc par encorbellements successifs à partir des rives, à l'aide de deux mâts latéraux et de haubans provisoires ;
- construction de chaque demi-arc verticalement sur chaque rive, avec un coffrage grimpant, et mise en place par basculement de chaque demi-ouvrage ;
- construction de l'arc par encorbellements successifs à partir d'une palée centrale ;
- construction de chaque demi-arc par encorbellements successifs à partir des rives à l'aide de deux palées provisoires en rivière.

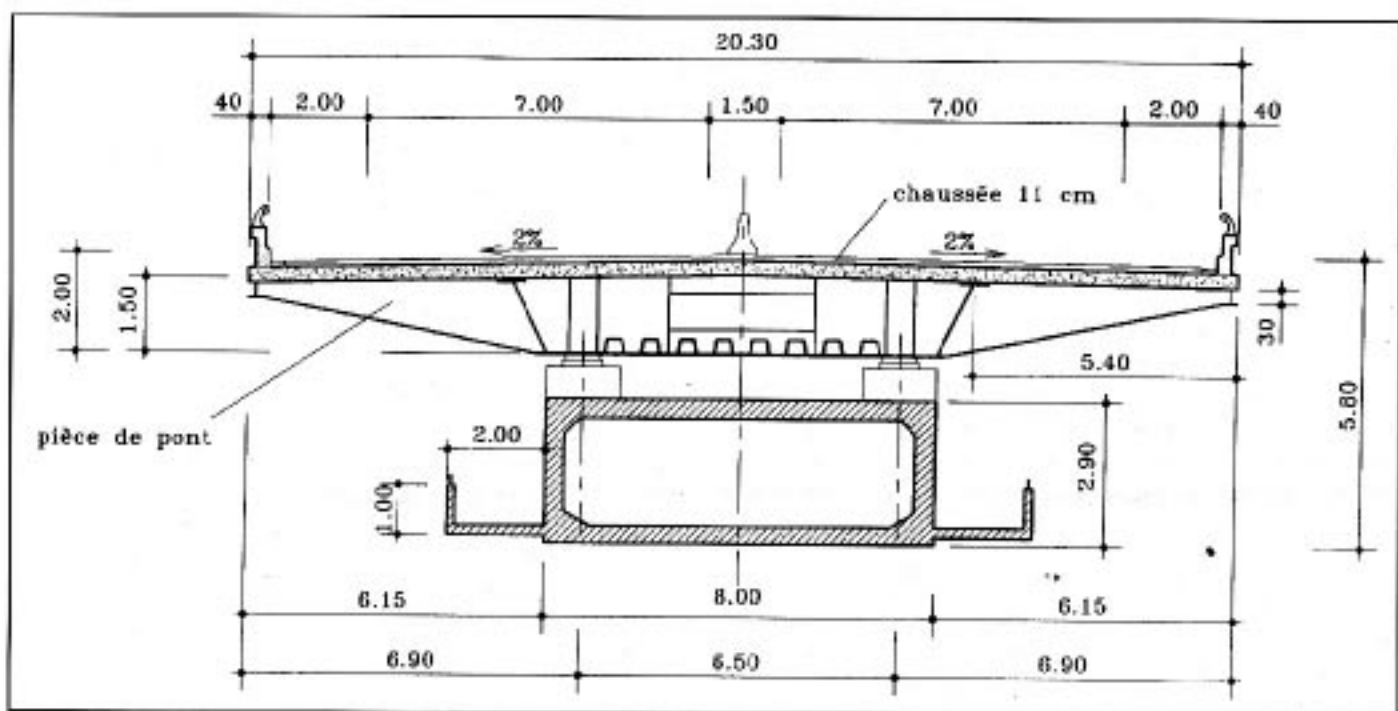
Sur le plan technique, les solutions avec deux palées en rivière ou avec deux pylônes à terre ont déjà fait l'objet de réalisations antérieures (pont sur la RANCE et pont de TRELLINS) et l'adaptation au projet ne présentait pas de difficultés particulières. Les aléas en sont limités et bien cernés.

La solution avec une palée principale au milieu de la rivière est intéressante. En effet, dans le lit de la rivière le substratum granitique est recouvert d'une importante couche de vase dont l'épaisseur est quasiment constante sur toute la largeur de la rivière. Il est donc plus intéressant d'édifier une palée centrale plutôt que deux palées latérales, même de dimensions plus réduites.

La principale difficulté de cette solution concerne le vérinage de compensation de l'arc après son achèvement qui se fait dans le voussoir de clavage de clef dans un schéma plus classique.

Figure 2: RN 165 - Désation de la Roche Bernard - Pont sur la Vilaine - Étude préliminaire

Coupe transversale de la Solution A



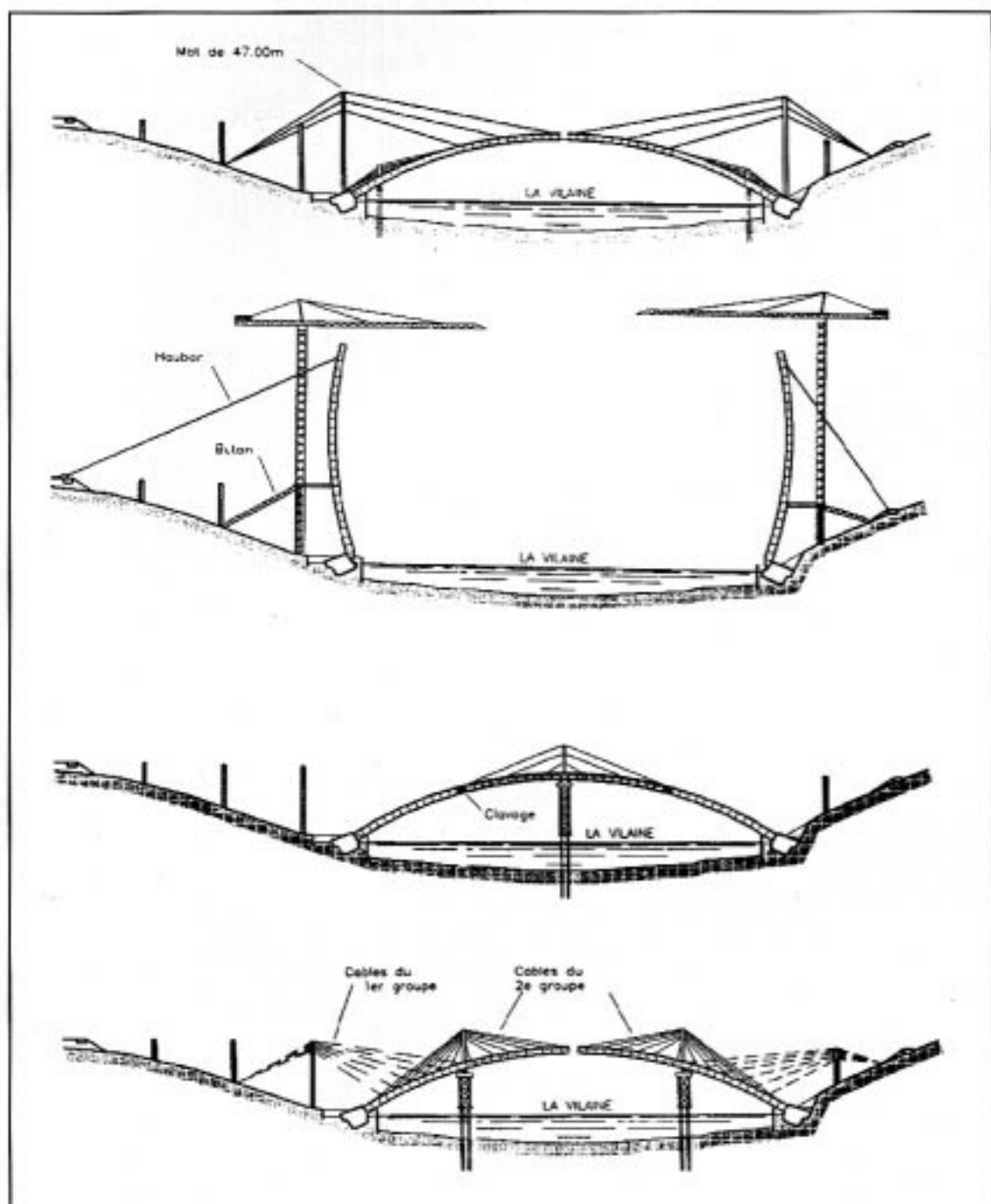


Figure 3: Méthodes de construction envisagées pour l'arc.

D'autre part, la palée centrale constitue un obstacle majeur à la navigation en phase de construction.

La solution avec mise en place par rabattement est une extrapolation de la méthode adoptée pour la construction d'un arc de 150 mètres d'ouverture (*Argentobelbrücke*), et avant cela par le professeur Morandi. Cette solution est pénalisée par les effets du vent en phase de construction. L'intensité des efforts semble interdire la construction verticale de la totalité de chaque demi-arc. La partie centrale de l'arc doit être construite sur un cintre accroché à chaque extrémité des parties déjà basculées depuis les rives. Cette sujétion complique la méthode d'exécution.

Solution B

La solution B (Figure 4) présente les différences suivantes par rapport à la solution A :

- l'arc rectangulaire en béton armé a une largeur de 10 mètres au lieu de 8 mètres ;
- il n'y a pas de passerelles pour piétons ;
- le tablier est de type bipoutre en ossature mixte, acier-béton, d'une hauteur totale de 2 mètres. Il comporte deux poutres métalliques de 1,50 mètre de hauteur reliées par des pièces de pont espacées longitudinalement de 4,00 mètres. Les pièces de pont ont une hauteur de 1,50 mètre entre les poutres longitudinales.

Figure 4: Coupe transversale de la Solution B.

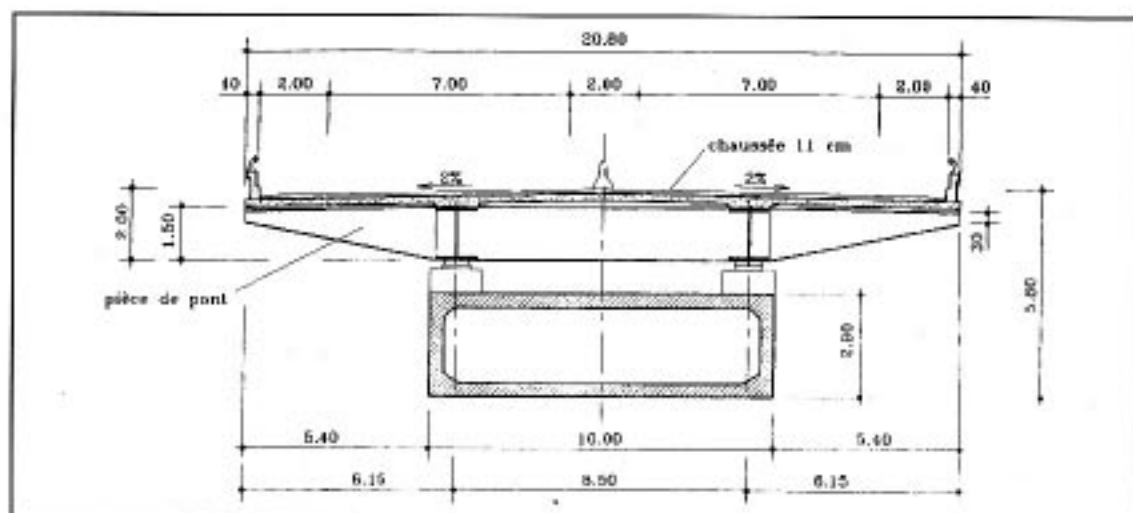
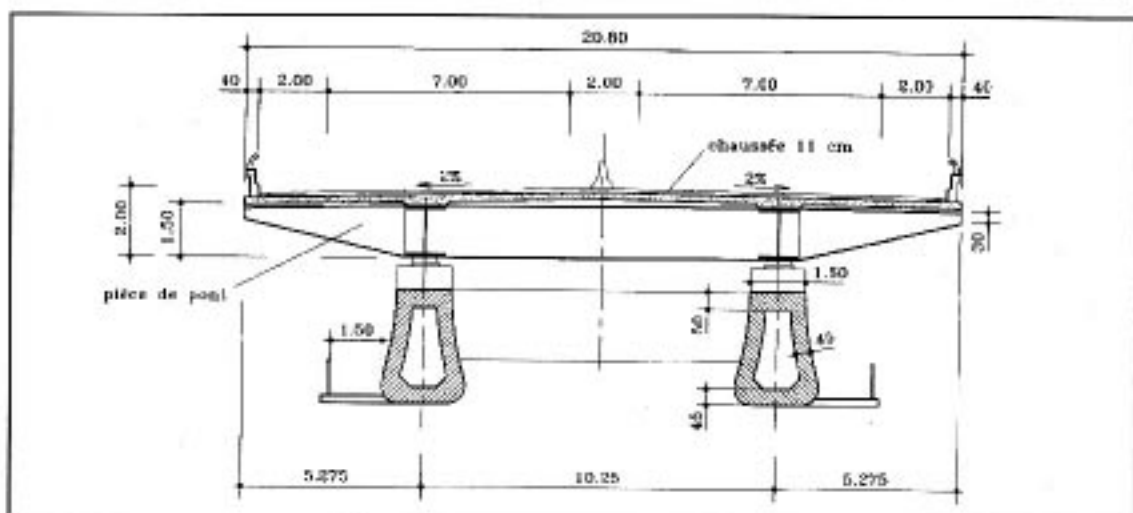


Figure 5: Coupe transversale de la Solution C.



Solution C

La solution C (Figure 5) a été imaginée par le bureau d'études SECOA. Pour cette solution, l'arc se compose de deux tubes en béton armé, de hauteur constante, égale à 3,25 mètres, reliés au droit de chaque pile par une entretoise.

Chaque tube porte une passerelle pour piétons du côté extérieur à l'ouvrage.

L'arc porte également, par l'intermédiaire de piles identiques à celles des solutions précédentes, un tablier de type bipoutre en ossature mixte, acier-béton. La distance entre axes des poutres longitudinales du tablier est égale à celle entre les deux tubes qui composent l'arc, soit 10,25 mètres. Dans cette solution, les encorbellements du tablier sont réduits par rapport à ceux de la solution B; ils passent de 6,15 à 5,275 mètres.

La forme de l'arc rend son bétonnage plus complexe que dans les deux autres solutions. Par contre, l'arc dédoublé paraît moins massif que l'arc

rectangulaire. La présence indispensable d'entretoises entre les deux tubes nuit toutefois à la qualité architecturale de l'ensemble.

Conclusion

Après consultation et avis du Conseil Général du Département du Morbihan, qui prend en charge le financement des passerelles pour piétons, seule la solution A a été retenue, pour le Dossier de Consultation des Entreprises.

L'appel d'offres, a été lancé en avril 1992, et le marché a été attribué au groupement d'entreprises Campenon-Bernard et Baudin-Chateaufort au mois d'octobre de cette même année.

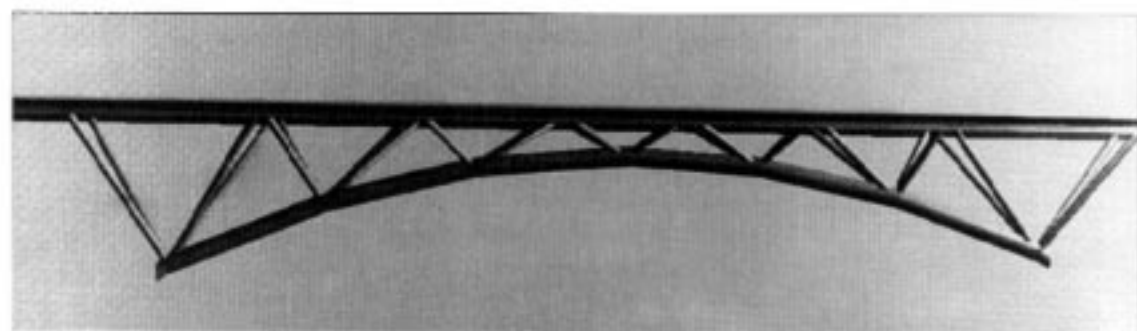
Après une période d'études préalables de trois mois, les travaux ont débuté effectivement sur le site et ils s'achèveront dans 30 mois environ. ■

G. LACOSTE



ARC MÉTALLIQUE TUBULAIRE

au-dessus de l'autoroute A 75



La future autoroute A 75 franchit la ligne de crête en bordure du Gévaudan au niveau de l'échangeur d'Antrenas. Le passage supérieur de cet échangeur, appelé l'ouvrage d'art cinq (O.A.5), est situé en point haut du profil en long de l'autoroute. L'autoroute est en déblai, et l'ouvrage prolonge la ligne de crête du paysage. Les automobilistes apercevront donc le pont longtemps avant d'aborder l'échangeur.

La Direction Départementale de l'Équipement de Lozère a voulu profiter de cette localisation exceptionnelle pour construire un ouvrage remarquable et donner à l'O.A.5 une vocation de signal d'entrée du Causse.

La forme de la brèche et la nature des terrains rocheux qui constituent le sous-sol permettent la construction d'un ouvrage à poussée. Michel Virlogeux a esquissé une solution en arc métallique tubulaire, directement inspirée des réflexions qu'il avait menées à l'issue de la construction du Viaduc

du Vallon de Maupré à Charolles et du projet proposé à l'occasion de l'étude préliminaire du pont de Villeneuve sur Lot.

Les études ont été menées par Emmanuel Bouchon, et Jacques Resplendino avec l'architecte Pierre Dezeuze. Jacques Berthelémy a poursuivi le travail de Jacques Resplendino après son départ pour le CETE Méditerranée.

Dessin de la structure

L'ouvrage est constitué d'un unique arc tubulaire en acier, d'environ 56 mètres d'ouverture, dont la forme est parabolique avec un rayon moyen d'environ 60 mètres. L'arc supporte un tablier constitué d'une dalle nervurée en béton par l'intermédiaire d'une triangulation métallique. Ce tablier est précontraint dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Pour des raisons esthétiques, dans le but de centrer l'ouvrage dans la brèche, le sommet

INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage:
État

Maîtrise d'œuvre:
DDE de la Lozère:
A. BOURGOT

Conception:
— SETRA:
MM. VIRLOGEUX,
BOUCHON,
RESPLENDINO,
BERTHELÉMY

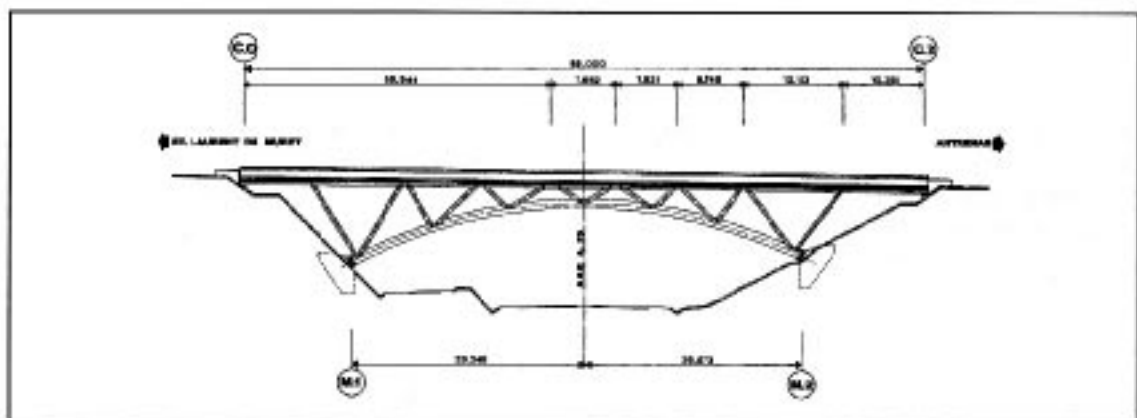
Architecte:
P. DEZEUZE

Logiciels utilisés pour les études
— STI (SETRA-CIOA)
— ULIS (SETRA-CIS)

Montage du dossier de consultation des entreprises:
DDE 48 avec l'appui d'IOA

Groupeement des entreprises retenues après appel d'offres:
— GTM
— ÉIS RICHARD-DUCROS

Figure 1: Élévation longitudinale.

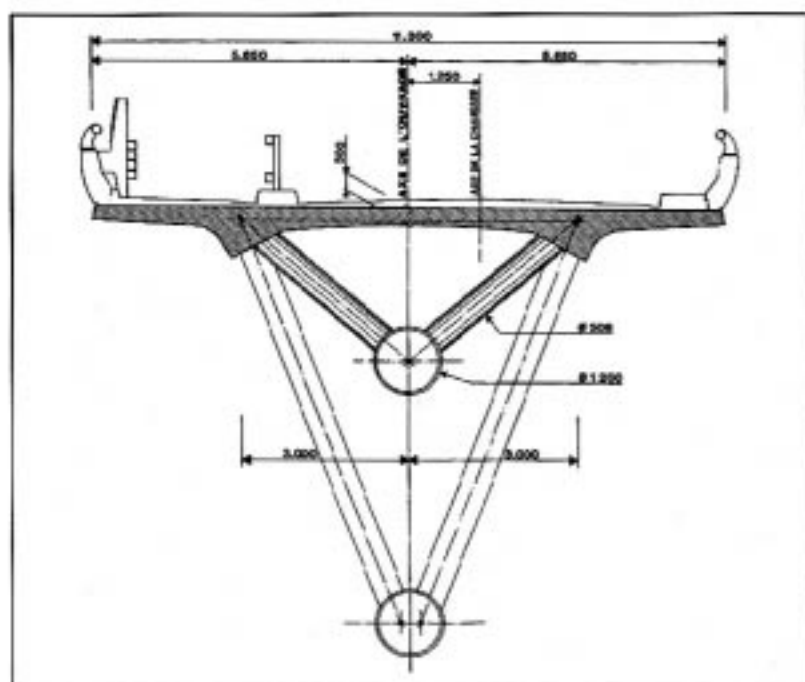


de l'arc est placé à la verticale de l'axe de l'autoroute. De plus, il a été jugé préférable de placer le nœud médian de la triangulation au sommet de l'arc si bien que l'arc n'est pas tout à fait symétrique (figure 1).

Le tube métallique de l'arc est de section circulaire, avec un diamètre de l'ordre de 1,20 mètre. Il est placé dans le plan de symétrie de l'ouvrage (figure 2) — longitudinal et vertical — et s'appuie sur des massifs de fondation implantés dans les talus.

La liaison entre l'arc et le tablier est assurée par des montants inclinés dans le sens transversal, constitués de tubes d'acier. Ces barres forment en élévation un treillis de type Warren entre le tube et la dalle. La cote du sommet de l'arc ménage une distance verti-

Figure 2: Coupe transversale



cale d'au moins 2,50 m entre l'arc et le tablier, distance nécessaire à un bon fonctionnement de la triangulation. Transversalement, les barres formant la triangulation sont disposées en V.

L'ensemble des montants divise le tablier en neuf travées de 8 à 12 mètres de longueur environ. Les deux montants qui se rejoignent sous chacune des deux nervures pour constituer un appui du tablier forment un nœud, qui est connecté à la dalle. À leur extrémité inférieure, les montants sont soudés sur l'arc tubulaire pour constituer sept nœuds d'assemblage en double K.

Fonctionnement général

La structure fonctionne comme une poutre Warren de hauteur variable dont la membrure inférieure est le siège d'un effet d'arc. Les actions appliquées

à la structure — poids propre, poids des superstructures et charges routières — produisent donc simultanément une compression dans l'arc tubulaire et une flexion de la poutre en treillis.

Pour rééquilibrer les efforts sous charges permanentes, Michel Virlogeux a prévu un vérinage de l'arc à ses naissances en fin de construction, qui a pour but de compenser sa déformation d'effort normal et d'annuler les effets d'éventuels tassements des massifs de fondation. Ce vérinage permet de réduire considérablement les efforts dans la connexion. Compte tenu des conditions géométriques imposées à l'épure de la triangulation, l'effort de glissement est nul lorsque les efforts normaux sont égaux dans les diagonales adjacentes.

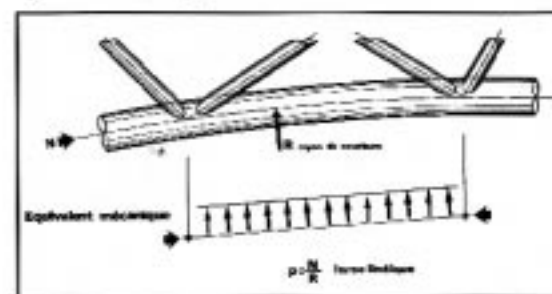
Évolution de la conception de la charpente métallique

L'arc cintré initial

Jacques Resplendino avait envisagé, à l'origine, un arc tubulaire de 1 016 mm de diamètre extérieur et de 32 mm d'épaisseur, cintré pour épouser la forme d'une parabole de 58 mètres de rayon au sommet. Selon les informations qu'il avait obtenues, il n'est pas possible de cintrer des tubes de plus gros diamètre : l'épaisseur de 32 mm est la valeur minimale qui permet d'éviter une déformation de la section du tube pendant le cintrage en forme torique.

Cependant la poussée n'était que marginalement compensée par le poids du tube et ne pouvait être équilibrée que par des flexions de l'arc entre les nœuds. Pour donner une image, on peut remplacer l'effort normal dans un arc courbe par une compression uniforme funiculaire et par une action radiale de densité linéique N/R . (figure 3). Dans les conditions du projet, la poussée radiale est de l'ordre de 20 tonnes par mètre linéaire (compression de 1 200 tonnes et rayon de courbure de 60 mètres), tandis que le poids du tube d'acier ne dépasse pas 800 kilogrammes par mètre linéaire. Même si le tube était rempli de béton, son poids propre n'équilibrerait en ordre de grandeur que le dixième de la force radiale produite par la poussée.

Figure 3: Poussée linéique radiale dans l'arc cintré.



La solution totalement funiculaire finalement adoptée

La logique a donc conduit Jacques Berthelémy à disposer des tronçons de tube strictement rectilignes entre deux nœuds successifs pour supprimer les moments de flexion locaux produits par la poussée de l'arc. Afin d'y parvenir, nous avons défini un découpage particulièrement efficace, en plaçant les cassures angulaires au milieu de chacun des nœuds inférieurs de la charpente métallique. Le diaphragme légèrement elliptique qui est alors placé dans ces sections de liaison bout à bout du tube — et qu'il est facile de mettre en place — sert aussi à raidir le nœud de la triangulation. Cette disposition a également permis d'organiser la fabrication et de prévoir les conditions d'assemblage sur site.

Bien entendu, nous avons alors donné au court tronçon d'arc qui va du massif d'appui au premier nœud, l'inclinaison de la réaction d'appui sous charges permanentes, pour supprimer les difficultés que nous avons rencontrées jusqu'alors dans cette zone avec l'arc cintré.

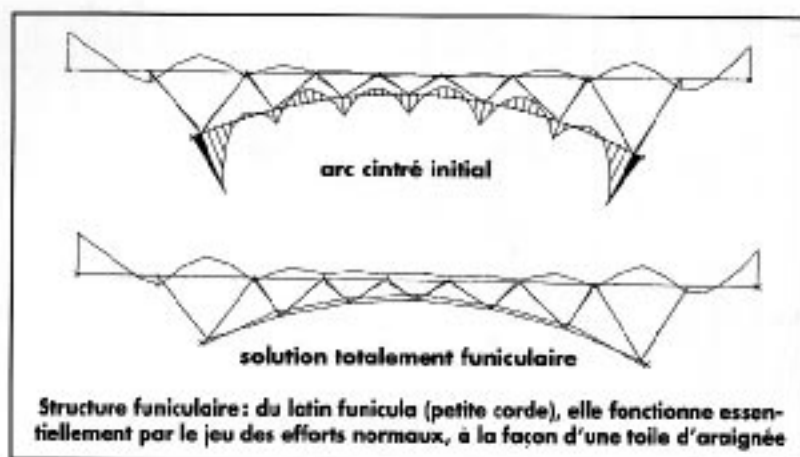
Les moments fléchissants dans l'arc sont ainsi quasiment annulés (figure 4). Il serait alors possible de remplir entièrement le tube de béton comme nous le souhaitions au départ; l'expérience de la construction du pont de Charolles et les essais effectués à cette occasion ont en effet montré qu'un tube rempli de béton ne fonctionne vraiment bien que s'il reste comprimé.

Esthétiquement, cette solution est tout à fait satisfaisante comme le montrent les perspectives établies au moyen du programme U.L.S. En élévation, c'est à dire du point de vue de l'utilisateur, il est très difficile de la différencier de la solution d'arc cintré. Ce n'est que sous des angles très fermés que l'on perçoit les cassures angulaires, mais elles ne créent aucun malaise visuel: la structure est un treillis constitué de barres rectilignes dont on perçoit bien le fonctionnement.

Les articulations aux naissances

La solution cintrée initiale devait être articulée aux naissances de l'arc pour limiter les moments fléchissants dans cette zone. Nous avons donc dessiné des pièces du type de celles imaginées par l'entreprise Campenon Bernard pour le pont à béquilles d'Auray, dans le Morbihan.

Mais la conception des articulations devait permettre le vérinage destiné à compenser les déformations d'effort normal et les tassements d'appui.



La suppression des articulations

Ces articulations apparaissaient donc complexes et coûteuses. Michel Virlogeux s'est heureusement souvenu qu'elles avaient été introduites pour réduire les moments fléchissants dans le court tronçon d'arc situé entre la naissance et le premier nœud, qui sont produits par les charges amenées par les diagonales inclinées vers l'arrière. L'aménagement du projet qui avait été permis par le travail de Jacques Berthelémy, avec un arc pratiquement funiculaire des charges permanentes y compris dans ce tronçon, pouvait conduire à revenir sur ce choix.

De nouveaux calculs ont donc été entrepris, qui ont effectivement montré qu'un arc encastré à ses naissances répondait parfaitement aux objectifs que nous nous étions imposés: grâce au tracé funiculaire de l'arc, y compris sur le dernier tronçon, et grâce au vérinage destiné à compenser les déformations d'effort normal, et les éventuels mouvements des massifs d'appui, les efforts permanents sont extrêmement faibles partout. Les charges d'exploitation et les variations de température produisent évidemment des efforts plus importants dans un arc encastré à ses naissances — essentiellement dans leur voisinage immédiat et en particulier dans le fameux tronçon qui va de la naissance au premier nœud —, mais ils sont tout à fait admissibles. Sous plusieurs cas de charge d'exploitation, les nœuds de la structure sont même moins sollicités par les moments fléchissants quand la structure est encastrée que lorsqu'elle est articulée.

Si bien que les articulations ont été supprimées. Comme on peut le voir, le projet s'est encore beaucoup amélioré pendant la période de consultation des entreprises, dans le sens d'une grande simplification. Il va être construit par un groupement des Entreprises GTM et Richard-Ducros. ■

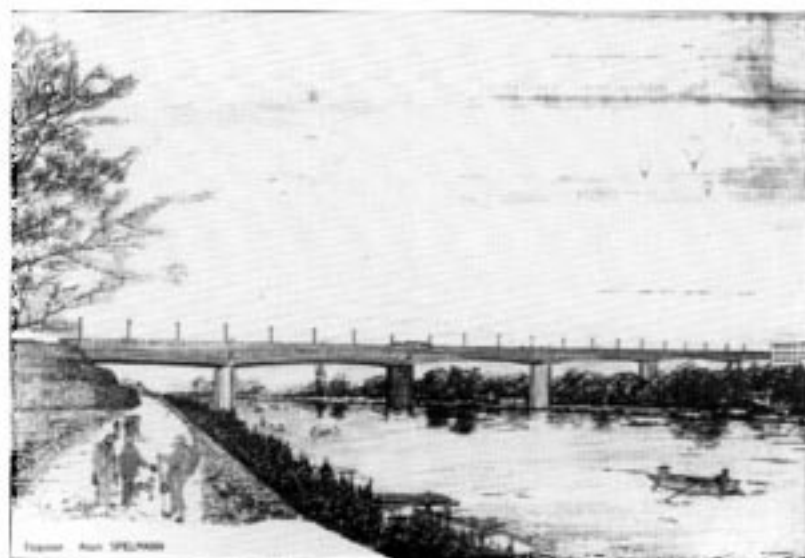
J. BERTHELÉMY, J. RESPLENDINO

Figure 4: Moments fléchissants sous charges permanentes.

NDLR: un article plus détaillé sur cet ouvrage original paraît dans le bulletin «Ponts Métalliques» de l'OTUA n°16.

PONT DE LA CORNICHE À DÔLE

de nouveaux plis dans le Jura



Le pont vu du port.

La nécessité du projet

Environ 25 000 véhicules/jour empruntent le pont Louis XVI (étude de trafic 1987), proche de la saturation à certaines heures de pointe.

Le trafic augmente annuellement de 3 à 4%.

Le débouché Nord du pont impose un passage obligé dans le centre historique où les voies n'ont pas des caractéristiques adaptées à une circulation dense.

Le pont unique concentre les problèmes en centre ville en y rabattant toute la circulation.

L'ouvrage le plus proche de la ville — et de caractéristiques adaptées à tout trafic — est situé à plus de 6 km du centre ville, à Gevry, où il supporte la RN 5.

Les autres ouvrages de l'agglomération ont des caractéristiques très réduites (Pont de Choisey, Pont de Mouchard): voies d'accès étroites, inondables, tonnage limité, emprise réduite...

Le POS prescrit en 1974, publié en 1977, retenait déjà l'emplacement de «La Corniche» pour la construction d'un deuxième pont à Dôle: le schéma directeur d'aménagement et d'urbanisme et les POS successifs allèrent dans le même sens.

En 1989, un premier dossier technique intitulé «Projet de liaison avec franchissement du Doubs», pose les bases du projet actuel: positionnement,

tracé, nécessité d'un nouvel ouvrage eu égard aux difficultés de circulation sur le pont Louis XVI, étude de trafic, coût approximatif du projet.

Le principe retenu consistait à tracer une liaison de l'avenue Duhamel (RD 973) à l'avenue Maréchal-Juin (RD 405), cette liaison étant réalisée en deux phases.

La dévolution des travaux

Un dossier d'appel d'offres restreint a été constitué par la DDE du Jura, à qui la Ville de Dôle a confié la maîtrise d'œuvre de l'opération, avec le concours de la Division Ouvrages d'Art du CETE de Lyon et de M. Spielmann, architecte.

Il portait, en première phase, sur la réalisation de l'ouvrage et des remblais.

Deux solutions avaient été étudiées:
— une solution en béton précontraint,
— une solution mixte acier-béton.

Les entrepreneurs pouvaient proposer des variantes sur la répartition des travées, sous réserve que le sol de fondation ait fait l'objet de reconnaissances, dans le cadre d'une des deux solutions de base.

Dix-neuf offres ont été présentées par les groupements d'entreprises autorisés à présenter des offres.

La Commission d'ouverture des plis a analysé, en détail, ces différentes offres, en faisant appel à l'équipe de maîtrise d'œuvre (DDE - CETE - M. Spielmann) sur différents plans: financier, technique et architectural.

Les groupements ayant présenté les offres les plus intéressantes sont venus répondre aux questions que la Commission d'ouverture des plis souhaitait leur poser, pour mieux comprendre certains aspects de leurs propositions.

Finalement, le 29 juin 1992, le groupement d'entreprises CAMPENON BERNARD - ROUX a été choisi sur la base d'une solution technique originale.

La solution technique retenue avait repris la répartition des travées et la forme des piles de la solution béton du dossier de consultation, mais le caisson en béton a été remplacé par un caisson à âmes

INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage:
Ville de Dôle

Maîtrise d'œuvre:
DDE du Jura - Arrondissement Polyvalent de Dôle, assistée:
— du CITE de Lyon,
— d'Alain SPIELMANN, Architecte

Réalisation:
Groupement d'Entreprises
— CAMPENON BERNARD
RÉGIONS
— ROUX

Études d'exécution:
— CAMPENON BERNARD
— EUROPE ÉTUDES GECT

plissées. Cette solution innovante a déjà été utilisée par CAMPENON BERNARD pour le pont de COGNAC et le viaduc de CHAROLLES. Mais, alors que le pont de COGNAC et le viaduc de CHAROLLES étaient, respectivement, construits sur cintre ou poussé, le pont de la CORNICHE sera construit par encorbellements successifs.

Progressivement, CAMPENON BERNARD se rapproche des ouvrages pour lesquels ce type de structure devrait se révéler le plus intéressant : les ponts à moyenne portée où le gain de poids, obtenu grâce à la substitution du métal au béton dans les âmes, est notable.

De plus, la Commission d'appel d'offres a été sensible à l'aspect esthétique des âmes plissées, qui, en sus des effets d'ombre entraînés par la présence des plis, est rehaussée par la peinture de ces pièces métalliques. De surcroît, la hauteur variable du tablier, similaire à celle retenue pour la solution béton, lui est apparue comme un plus esthétique, par rapport aux solutions mixtes plus traditionnelles, où la hauteur n'était variable que dans les deux grandes travées.

Caractéristiques générales du tablier

Le pont de la CORNICHE à Dôle a une longueur totale de 496 m, mesurée entre axes de culée. Il comprend 2 travées de rive de 48,00 m de portée et 5 travées courantes de 80,00 m de portée.

Il franchit le Doubs entre les appuis P4 et P6, l'appui P5 étant implanté dans le fleuve. Il franchit l'ancien canal du Rhône au Rhin entre les appuis P2-P3.

Le tablier de la solution variante est une ossature mixte comportant deux hourdis en béton reliés par deux âmes métalliques plissées, ce qui permet une réduction substantielle du poids propre de la structure.

La largeur du caisson est de 14,50 m. Les encorbellements latéraux ont une portée libre de 3,50 m. Il est raidi intérieurement par des entretoisements ou des diaphragmes régulièrement répartis qui assu-

rent un excellent comportement de l'ouvrage vis-à-vis des efforts de torsion.

L'intrados de chaque travée courante a une forme parabolique.

L'ouvrage est essentiellement construit par encorbellements successifs. Les hourdis en béton sont coulés en place, les âmes métalliques étant pour leur part soudées dans leur position définitive au fur et à mesure de l'avancement du bétonnage.

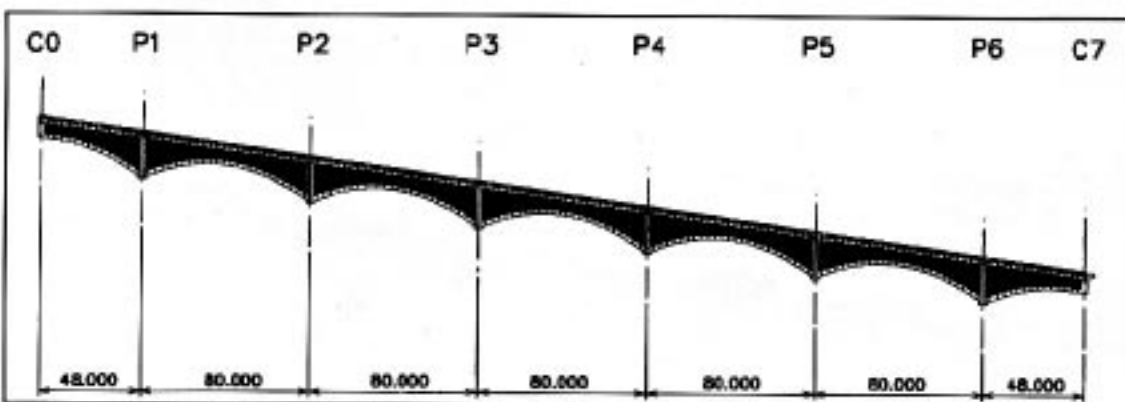
La longueur de chaque voussoir courant est de 3,20 mètres, cette longueur correspondant à un multiple de la longueur d'onde des âmes.

Le caisson a une hauteur variable de 2,50 m à la clé des travées de 80 m (ou aux extrémités des travées de rive) à 5,50 m au droit des appuis. Il comporte deux âmes plissées inclinées, dont les caractéristiques sont données ci-après, et un hourdis inférieur d'épaisseur variable de 0,20 à 0,40 m. Le hourdis supérieur formant dalle sous chaussée a une épaisseur de 0,30 m dans l'axe de l'ouvrage portée à 0,41 m au droit des âmes.

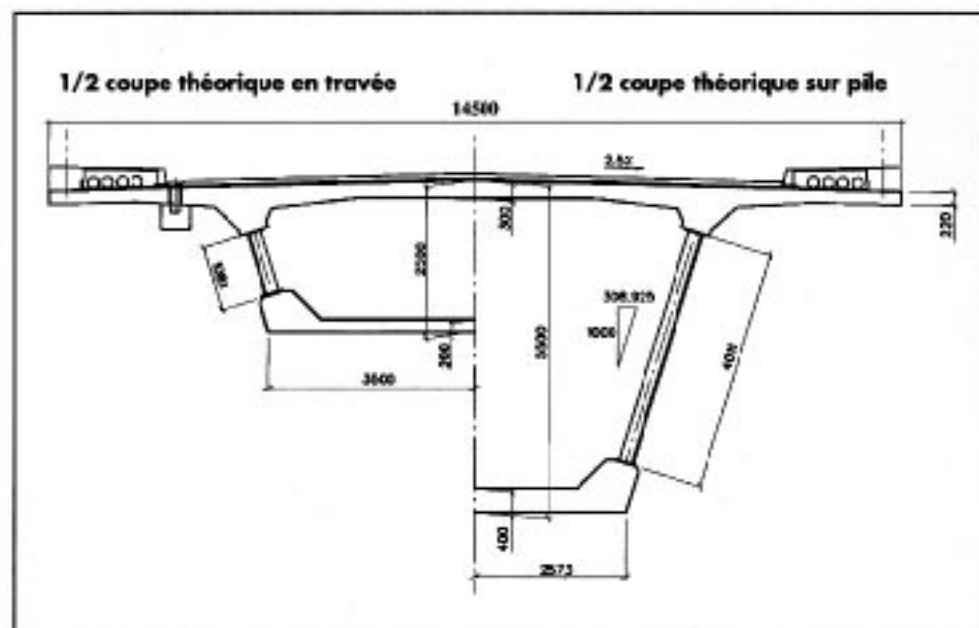
Le caisson est constitué de 5 types de voussoirs :

- des voussoirs courants de 3,20 m de longueur ;
- des voussoirs déviateurs de 3,20 m de longueur équipé d'un diaphragme ;
- des voussoirs sur piles constitués d'un tronçon en béton de 4,0 m de longueur comportant deux entretoises massives, dans lesquelles sont ancrées les plus grosses unités de précontrainte, qui assurent en construction et en service la transmission des efforts verticaux véhiculés par les âmes aux appareils d'appui, et de deux amorces de fléau de 1,2 m de longueur ;
- des voussoirs sur culées de 4,20 m de longueur ;
- des voussoirs de clavage de 3,20 m de longueur.

Le tablier se compose ainsi de 138 voussoirs de hauteur variable (6 voussoirs sur piles, 14 voussoirs déviateurs et 118 voussoirs courants), 4 voussoirs de hauteur constante (2 voussoirs sur culées, 2 voussoirs courants) et 7 voussoirs de clavage.



Coupe longitudinale.



Coupe transversale.

Les âmes plissées

Épaisseur:

8 mm en partie courante et sur culées,
10 mm dans les zones voisines des appuis intermédiaires,
12 mm dans les zones voisines des déviateurs.

Ondulation:

Amplitude des plis: 220 mm
Longueur des facettes: 430 mm
Longueur d'onde: 1 600 mm.

Les caractéristiques de cette ondulation permettent d'assurer la résistance aux efforts tranchants et la sécurité requise au voilement des âmes.

L'inclinaison des âmes est de 18,6° par rapport à la verticale.

La précontrainte

Le tablier est précontraint longitudinalement, par des câbles toronnés 12 et 19T15, et transversalement par des unités 4T15 concentrées et des monotrons au droit des voussoirs spéciaux.

L'ensemble de la précontrainte utilisée se compose d'unités Freyssinet agréées.

La précontrainte longitudinale de fléau

Les câbles de fléau noyés dans le béton qui assurent l'assemblage de tous les voussoirs par encorbellements successifs, de part et d'autre des appuis, puis une partie de la résistance du tablier en service, sont uniquement constitués de câbles 12T15 disposés

horizontalement dans les goussets du hourdis supérieur situés au droit des âmes et ancrés sur la tranche des voussoirs avec un minimum de déviations.

À l'issue de sa construction, chaque fléau est ainsi précontraint par 12 câbles 12T15 par âmes noyés dans les goussets supérieurs.

La précontrainte de solidarisation

Les câbles de solidarisation courts noyés dans le béton, qui permettent de renforcer la résistance de l'ouvrage à la clé des grandes travées, sont constitués de câbles 12T15 disposés horizontalement dans les goussets du

hourdis inférieur situés au droit des âmes.

Au nombre de 6 par âme, au maximum, ils sont ancrés dans les bossages inférieurs à proximité des voussoirs déviateurs.

La précontrainte de continuité

La précontrainte de continuité, qui assure la solidarisation des fléaux consécutifs puis une grande partie de la résistance de l'ouvrage en service, est constituée de câbles 19T15 disposés dans le caisson à l'extérieur du béton.

Ces câbles (6 câbles par âme) ont un tracé trapézoïdal désormais classique. Ils sont ancrés en partie haute dans les voussoirs sur piles et déviés en partie basse au niveau des déviateurs disposés en travée.

Le calendrier des travaux

Le marché a été notifié en septembre 1992.

Les travaux ont commencé sur le terrain en février 1993, pour s'achever à l'automne 1994.

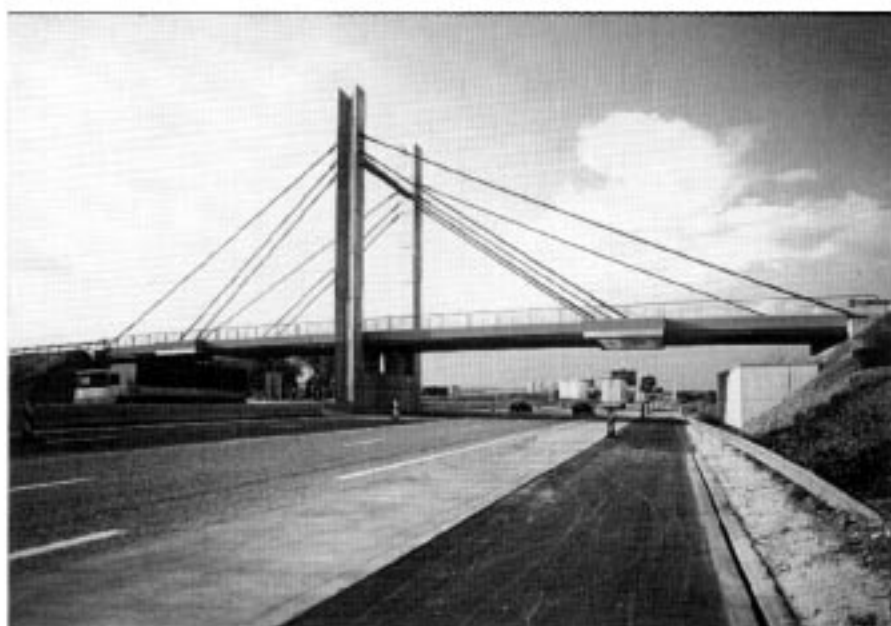
La durée contractuelle est de vingt six mois, à compter de septembre 1992.

Les lecteurs du bulletin Ouvrages d'Art seront tenus informés du déroulement de cet intéressant chantier. ■

J. COMBAULT,
B. FLOURENS

TRANSFORMATION EN PONT À HAUBANS

du P.S. 73 sur l'autoroute A 6, à Beaune



Vue générale de l'ouvrage terminé.

Lorsque l'on doit élargir une autoroute, ou une voie rapide, par suite de l'augmentation du trafic, et que cet élargissement se fait par la construction de voies latérales de part et d'autre des voies existantes, un problème, très souvent, se pose au droit des Passages Supérieurs.

En effet, ces ouvrages, qui se présentent très fréquemment sous forme de « pont dalle », à quatre travées, comportent en général, outre la pile médiane, implantée dans le terre-plein central de l'autoroute, des piles latérales placées en bordure immédiate des voies circulées. Il est donc nécessaire, pour pouvoir construire ces voies nouvelles de l'élargissement, de supprimer ces piles latérales, ce qui, bien entendu, remet en cause la résistance et la stabilité de l'ouvrage existant.

La solution, jusqu'ici utilisée, consistait à supprimer purement et simplement l'ouvrage, soit en le faisant sauter à l'explosif, soit en le retirant sur le bas-côté, puis, en le démolissant, en dehors de l'emprise de l'autoroute, et ensuite, à en reconstruire un nouveau, ayant des travées plus longues, et ne comportant pas de piles latérales. Ces dispositions posaient un grand nombre de problèmes, à la fois techniques, mais surtout d'exploitation de l'autoroute, de per-

turbation de la circulation et de sécurité des usagers. Elles étaient en outre très coûteuses.

C'est ce problème qui s'est posé à la Société des Autoroutes Paris Rhin Rhône, en juin 1991, lors de l'élargissement de l'Autoroute A6, à Beaune, et qui a fait l'objet d'un appel d'offres portant sur la démolition à l'explosif d'un ouvrage existant, le P.S. 73 (pont dalle à 4 travées de portées respectivement 10 m., 20 m., 20 m. et 10 m.) et la reconstruction par poussage d'un ouvrage neuf (ouvrage à 2 travées de 30 m. de portée).

La solution proposée en variante par l'Entreprise RAZEL, a consisté à **conserver** l'ouvrage existant, et à ne démolir que les anciennes piles latérales qui gênaient, après avoir mis en tension des haubans accrochés en haut d'un mât central, supportant le tablier au droit de ses anciennes piles. Le principe de cette solution innovante est donc très simple : il revient à remplacer les appuis « **par dessous** » que constituaient les piles latérales, par des appuis « **par dessus** » constitués par les haubans.

À la suite de cette proposition variante, et séduite par les avantages qu'elle apportait, SAPRR a demandé l'avis du SETRA (M. VIRLOGEUX), et

INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage :
Société des Autoroutes
Paris-Rhin-Rhône

Maîtrise d'œuvre :
Société des Autoroutes
Paris-Rhin-Rhône

Conception projet d'exécution
RAZEL :
M. PLACIDI

Mise au point du projet et contrôle des études d'exécution
SETRA :
MM. VIRLOGEUX,
RESPLENDINO, Mlle ABEL

Architecte :
M. SPIELMANN

Réalisation :
RAZEL

après avoir signé le marché avec RAZEL, a confié au SETRA, la mise au point du projet et le contrôle des études d'exécution, mission effectuée par Hélène ABEL, et Jacques RESPLENDINO.

Si son principe en est simple, la difficulté du projet réside dans l'accrochage des haubans de suspension au tablier. Pour ce faire, on réalise, sur chacun des côtés de ce dernier, deux « oreilles » en béton, précontraintes par des câbles transversaux formant chevêtre incorporé dans le tablier, et dans lesquelles sont ancrés les haubans. Quant au pylône, il est implanté dans le terre-plein central, à côté de la pile médiane.

Ainsi le chantier consiste à réaliser les opérations suivantes :

- **soit depuis le dessus du tablier existant :**
 - battage de picux métalliques pour la fondation des mâts du pylône ;

- construction du pylône par assemblage de voussoirs en béton préfabriqués ;
- mise en place des haubans passant à travers le pylône par l'intermédiaire de selles spéciales ;

• **soit depuis les bas-côtés de l'autoroute :**

- exécution des « oreilles » latérales et constitution du chevêtre incorporé ;
- mise en tension des haubans, ce qui conduit au « soulèvement » du tablier de ses anciens appuis ;
- démolition des anciennes piles pour libérer l'emprise de l'élargissement.

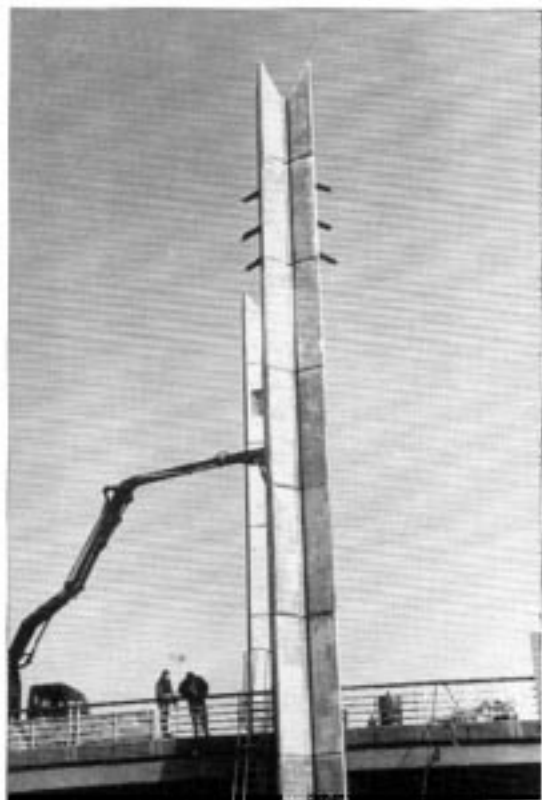
Les avantages de ce procédé, qui a fait l'objet d'un Brevet, sont nombreux :

- à la fois vis-à-vis de l'exploitation de l'autoroute, dans la mesure où il n'y a aucune fermeture de celle-ci, une perturbation de la circulation réduite au strict minimum, une sécurité absolue pour les usagers ;
- la possibilité de maintenir le passage sur l'ouvrage durant les travaux ;
- mais aussi sur un plan technique, par la grande fiabilité de ce type de structure, du fait de la possibilité de retension, voire de remplacement des haubans ;
- sur un plan esthétique, par la finesse et l'élanement de l'ouvrage ;
- sur le plan financier, où cette solution représente une économie comprise entre 30 et 50% du coût global de l'opération, suivant la solution traditionnelle de démolition de l'ouvrage ancien et reconstruction d'un ouvrage neuf ;

Amarrages des oreilles latérales d'accrochage des haubans.



Construction des pylônes en voussoirs préfabriqués, dans le TPC.



— et enfin, sur le plan du délai, puisqu'une telle opération est réalisée en quatre à cinq mois, alors qu'une solution classique durerait trois fois plus longtemps.

Malgré un délai très serré, qui n'a permis, compte tenu du caractère innovant de la structure, qu'une période de préparation trop courte, le chantier s'est passé dans d'excellentes conditions, notamment de sécurité et de moindre perturbation de la circulation sur l'autoroute A6.

Avec un démarrage effectif des travaux le 15 novembre 1991, l'ouvrage, ayant ainsi retrouvé une nouvelle jeunesse, a été inauguré le 15 avril 1992. ■

M. PLACIDI

Mise en place des premiers haubans depuis le tablier supérieur.



Vue d'ensemble du chantier: sans ne jamais interrompre la circulation!



CONNEXION EN DEUXIÈME PHASE

des dalles des ponts mixtes

Les Bulletins Ouvrages d'Art de Juillet 1992 et de Novembre 1992 comportent chacun un bref article sur la fissuration des dalles des ponts mixtes coulées en place. Cette information sera très largement complétée par un ensemble de trois articles sur la fissuration des dalles des ponts en ossature mixte qui paraîtra au printemps dans le prochain Bulletin Ponts Métalliques (numéro 16).

La fissuration des dalles coulées en place provient de la conjugaison de deux facteurs : les contraintes de traction produites par les actions mécaniques extérieures d'une part, et les effets du retrait au jeune âge d'autre part, retrait endogène et retrait thermique. Enfin, des défauts particuliers peuvent être provoqués par une mauvaise mise en œuvre, une cure insuffisante en particulier.

L'emploi d'éléments de dalle préfabriqués et le poussage sur la charpente d'une dalle fabriquée en arrière, qui n'est connectée qu'après sa mise en place, sont des solutions qui permettent de limiter les contraintes de traction dans la dalle et donc sa fissuration. Ces techniques permettent en effet de réduire, voire d'annuler complètement les effets du retrait thermique et du retrait endogène.

Par ailleurs, le poids propre de la dalle est totalement repris par la seule charpente métallique. Il en résulte une forte diminution des contraintes de traction dans la dalle en service.

Ces techniques, déjà employées dans le passé en France et à l'étranger, devraient revenir à l'honneur si nous savons les utiliser au mieux. Il nous paraît donc nécessaire de rappeler brièvement les principaux problèmes qu'elles peuvent poser et qui n'ont pas encore reçu de solutions parfaitement satisfaisantes.

On pourrait aussi envisager de couler la dalle en place, à l'exception de poches réservées pour la connexion, lesquelles ne seraient bétonnées qu'en deuxième phase. Mais il existe alors un risque de mauvaise solidarisation entre la dalle et la charpente, voire même de soulèvement de la dalle entre les poches de connexion.

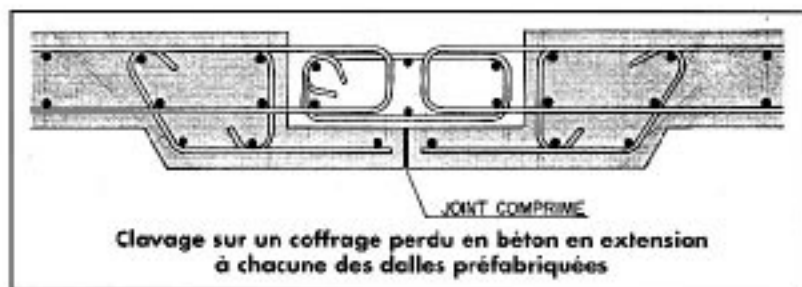
En ce qui concerne les **éléments de dalle préfabriqués**, les principales difficultés résident dans la connexion, dans la réalisation des clavages entre éléments, et dans la mise en œuvre du béton de deuxième phase.

Les connecteurs sont en général mis en place en atelier, car le soudage peut s'y faire dans de meilleures conditions. De plus, l'énergie nécessaire au soudage des goujons n'est en général pas disponible sur chantier. La principale difficulté est alors d'installer les dalles préfabriquées aux emplacements prévus, car les connecteurs doivent venir s'intégrer dans le ferrailage des poches de connexion.

On peut aussi envisager de souder directement les connecteurs sur chantier. Ceux-ci devront alors être des goujons, car il n'y a pas la place pour souder des cornières entre les nappes d'armatures passives. Par ailleurs, le soudage doit se faire sur de l'acier parfaitement mis à nu, ce qui n'est pas facile à obtenir dans les conditions du chantier. Enfin, nous rappelons qu'il convient d'appliquer la nouvelle norme NF A 89-201 sur le soudage des goujons.

L'article du Bulletin Ponts Métalliques numéro 15 [1] fait un point assez complet des problèmes posés par les clavages entre les éléments. Plusieurs passages supérieurs autoroutiers viennent d'ailleurs d'être construits de cette façon, en se référant à une des dispositions de ferrailage qui sont données à la figure 10 de cet article ; mais il s'agissait, hélas, des dispositions qui étaient données pour montrer ce qu'il ne faut pas faire. Nous donnons, à titre d'exemple, un principe de ferrailage et de clavage qui nous semble être le plus adapté dans ce cas lorsque le clavage des dalles ne peut pas se faire sur des pièces de pont (fig. 1).

Figure 1 : Exemple de clavage avec un ferrailage assurant la continuité des armatures passives longitudinales.



Clavage sur un coffrage perdu en béton en extension à chacune des dalles préfabriquées

La qualité finale de la dalle dépend aussi beaucoup des performances du béton de deuxième phase. En effet, le retrait du béton de deuxième phase est bloqué par le béton âgé des éléments préfabriqués. Pour éviter une fissuration certaine au droit des reprises de bétonnage — dans les clavages et dans les poches réservées pour la connexion —, ce retrait doit être le plus faible possible. Il est bon de rappeler que le SETRA déconseille l'emploi d'éléments de dalle préfabriqués si les clavages entre les éléments ne sont pas comprimés sous charges permanentes. Par ailleurs, la résistance du béton de deuxième phase doit être élevée, car ce béton subit des efforts concentrés importants au droit des connecteurs. Il n'existe pas encore, à notre connaissance, de bétons «à hautes performances» formulés pour répondre à un tel cahier des charges.

En ce qui concerne la mise en place de la dalle par poussage, nous continuons à la considérer comme une très bonne solution, en particulier parce qu'elle pourrait permettre l'installation d'une précontrainte longitudinale avant la connexion sur la charpente métallique.

À l'occasion d'un appel d'offres dans le Languedoc, l'entreprise RAZEL avait proposé de mettre en œuvre une solution très voi-

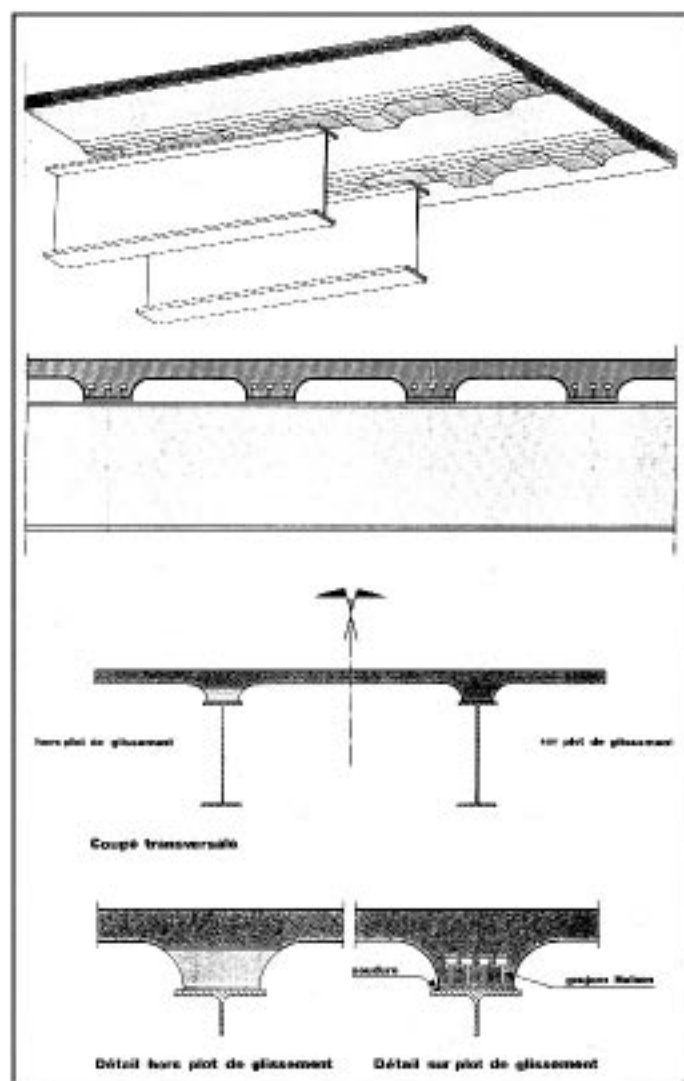
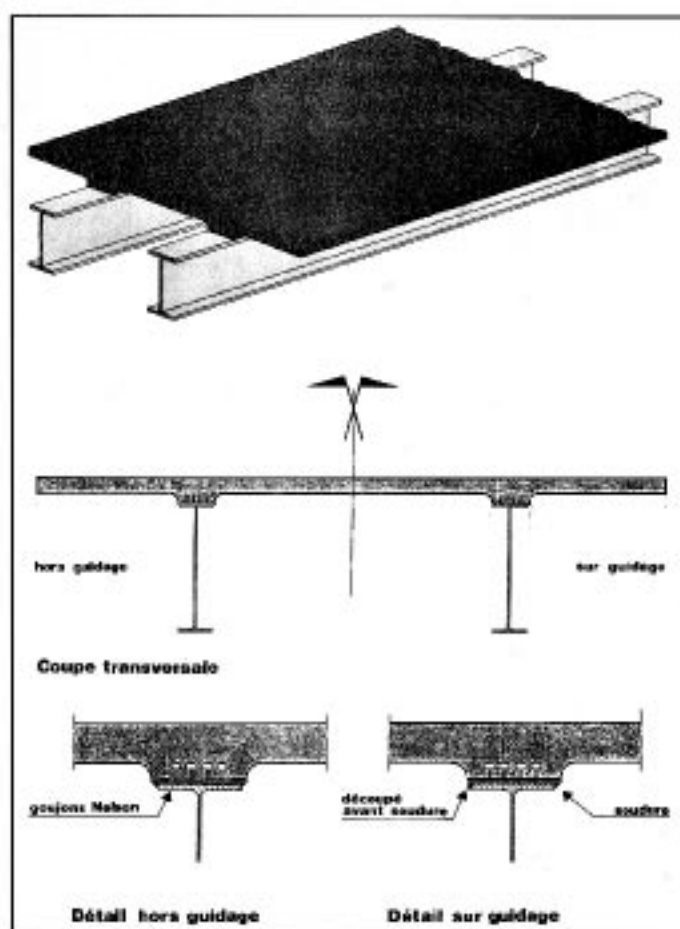


Figure 2 : Solution envisagée pour le Viaduc de Garabit.



sine de celle qui avait été envisagée pour le viaduc de Garabit (fig. 2) et dans laquelle la dalle est coulée sur deux tôles qui sont ensuite soudées sur les semelles supérieures des poutres principales (fig. 3).

Les ingénieurs consultés ont conseillé à la Direction Départementale de l'Équipement de rejeter cette variante qui posait des problèmes spécifiques mal résolus. Le principal est que l'écartement entre la charpente et la tôle connectée à la dalle ne peut pas être garanti compte tenu des défauts locaux possibles dans la géométrie des éléments : la soudure entre la charpente et la tôle aurait pu être faite dans de très mauvaises conditions. Par ailleurs, cette soudure aurait été soumise à des contraintes importantes au droit des cadres d'entretoisement, car la dalle est en flexion transversale encastrée sur ces cadres.

La variante de l'entreprise — strictement conforme à ce qui était décrit dans l'article du Bulletin Ponts Métalliques numéro 15 — a donc été écartée. Mais il ne faut pas renoncer au principe du poussage.

Figure 3 : Solution envisagée avec poussage de la dalle équipée de semelles continues.

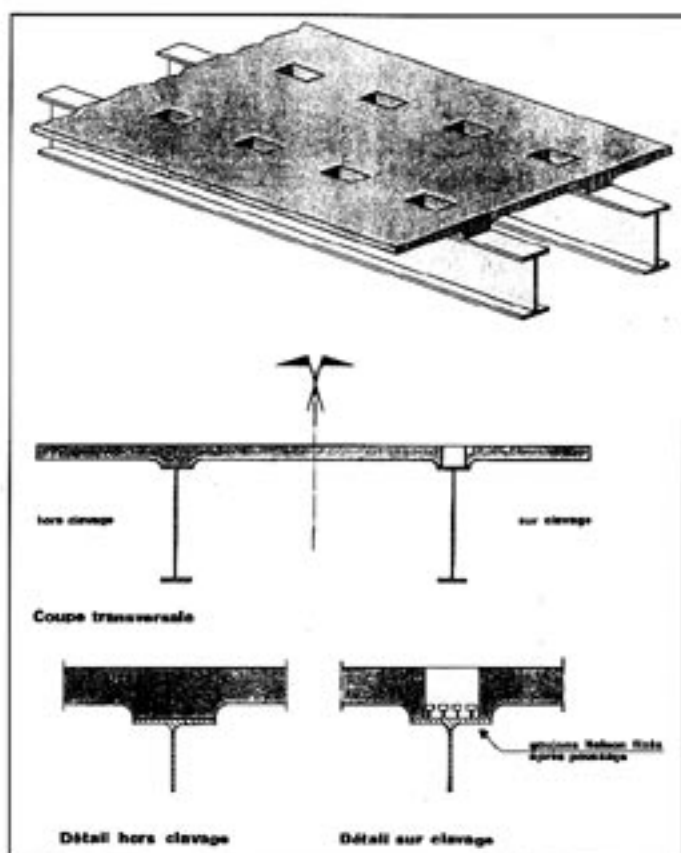
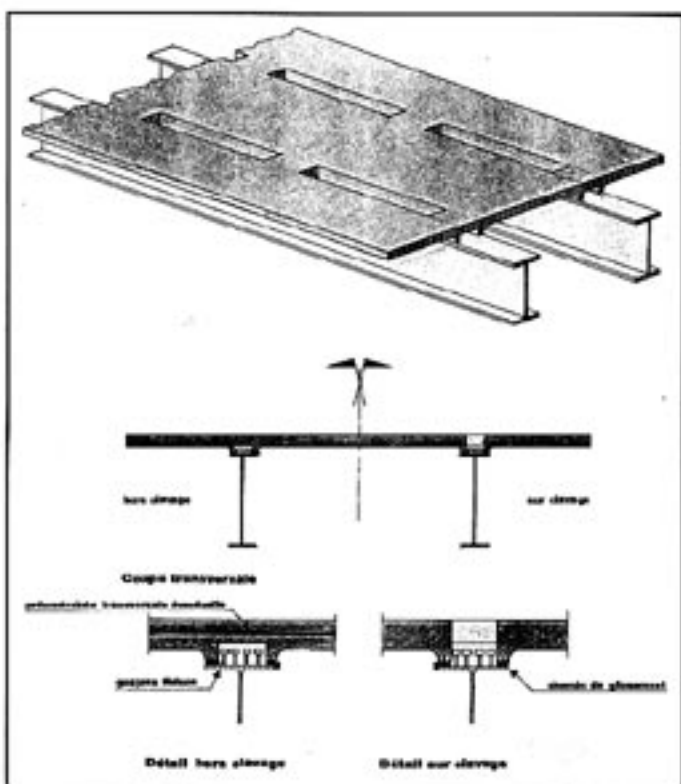


Figure 4: Solution avec mise en place des goujons après poussage de la dalle.

On peut admettre les dispositions qui avaient été adoptées en Suisse il y a une quinzaine d'années. Des poches sont laissées dans la dalle (fig. 4); après sa mise en place par poussage, les goujons sont mis en œuvre dans les poches, le ferrailage est com-



plété, et les poches sont bétonnées (avec un béton spécial à retrait compensé dans la mesure du possible). Il faut, bien sûr, régler quelques problèmes d'étanchéité pour le bétonnage des poches, injecter ailleurs entre la dalle et la semelle, et obtenir une bonne qualité pour la soudure en place des goujons; mais cela semble possible.

Une meilleure solution nous semblerait être de lancer la dalle avec les goujons déjà installés sur la charpente métallique (fig. 5); la sous-face de la dalle serait échancrée au droit des poutres principales, pour ne pas heurter les goujons pendant le poussage. La dalle s'appuierait de part et d'autre de cette échancrure, sur un petit talon aussi réduit que possible. Cette échancrure serait totalement ouverte en face supérieure sur la plus grande partie de sa longueur, à l'exception de bandes de hourdis transversales, régulièrement espacées, qui permettraient d'assurer la résistance en flexion transversale sous poids propre. Ces bandes pourraient éventuellement être précontraintes. Deux petites semelles en sous face des talons d'appui de la dalle, qui seraient connectées au béton, serviraient de surface de glissement sur chacune des deux poutres principales; l'une d'elles pourrait être en équerre pour assurer le guidage.

Une fois la dalle en place, le ferrailage serait complété (sauf sous les bandes transversales), et les poches seraient bétonnées, toujours avec un béton sans retrait.

Ce type de solutions présente un intérêt certain pour améliorer la qualité des dalles, mais il faut faire appel à des techniques qui ne sont pas encore complètement maîtrisées. La résolution des problèmes qui restent posés est un objectif important que nous n'atteindrons qu'en plaçant très haut notre exigence de qualité.

M. VIRLOGEUX, T. KRETZ

RÉFÉRENCES

- 1/ Bulletin Ponts Métalliques numéro 15 de l'OTUA - Les ponts mixtes associant l'acier et le béton précontraint - Michel VIRLOGEUX.
- 2/ AFPC - Documents scientifiques et techniques. Retraits et fissurations du béton - Paul ACKER.
- 3/ La durabilité des bétons - Presses de l'ENPC - chapitre 4: La maîtrise de la fissuration précoce - C.H. DETRICHE.
- 4/ Bulletin Ponts Métalliques numéro 16 de l'OTUA (à paraître): article de Bruno FLOURENS et Irénée JOASSARD; article de Jacques BERTHELLEMY, Thierry KRETZ, Jean-Louis Le BOULCH, Bruno VACHIN et Bernard MANYA; article de Robert EYMARD et Thierry KRETZ, et texte d'introduction de Michel VIRLOGEUX.

Figure 5: Solution avec poussage de la dalle sur la charpente métallique préalablement équipée de ses goujons.

APPAREILS D'APPUI EN CAOUTCHOUC FRETTÉ

une nouvelle marque NF

Depuis quelques années, le SETRA et le LCPC sont engagés dans la voie d'une normalisation des appareils d'appui en caoutchouc fretté, et d'une certification de conformité à ces normes; où en est-on aujourd'hui de ces procédures?

L'AFNOR a publié une série de normes expérimentales qui définissent les essais qui permettent d'apprécier ces produits T 47.802 à T 47.814, et une norme T 47.815 qui définit les performances attendues; ces normes correspondent à un nouveau type d'appareil dans lequel les frettes métalliques en acier ordinaire sont complètement enrobées dans le caoutchouc; par ailleurs les dimensions des appareils ont été standardisées, ce qui permet aux fabricants d'assurer une meilleure qualité de leur production.

Il faut souligner que cette évolution correspond à celle qui se prépare dans le cadre de l'harmonisation des normes entreprises par le CEN qui a reçu un mandat de la commission européenne en application de la directive sur les produits de construction.

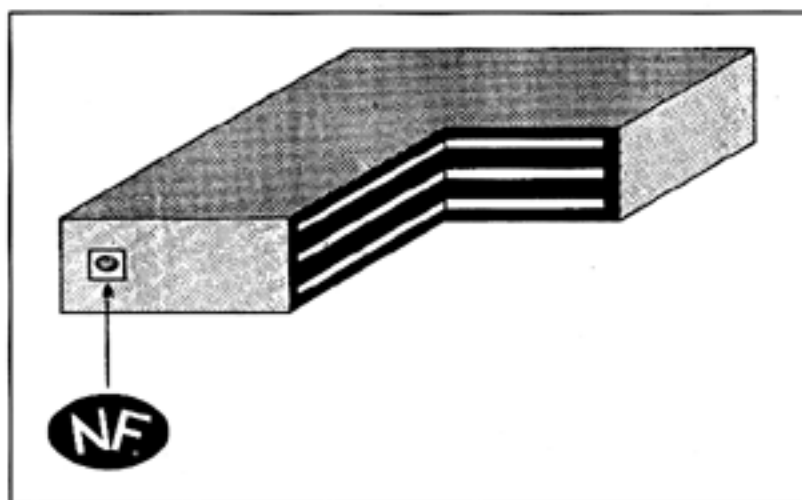
En conséquence, il est vivement recommandé aux maîtres d'œuvre de rendre contractuelles ces normes même si elles n'ont que le statut de norme expérimentale; toute référence au bulletin technique n° 4 du SETRA devient en effet inadaptée aux caractéristiques de ces produits mis au point et commercialisés en accord avec le SETRA et le LCPC; seule reste en vigueur la méthode de dimensionnement des appareils décrite dans le BT4, et ceci dans l'attente de la publication de règles harmonisées en cours d'élaboration par le CEN.

Plus précisément, il convient de proscrire la commande d'appareils frettés en acier inoxydable qui ont montré leur inutilité voir leur nocivité compte tenu d'une plus grande difficulté à garantir le collage des frettes; par ailleurs il est recommandé de rester dans des dimensions normalisées même au prix d'une légère surconsommation de matière.

Pour garantir la qualité des appareils, le SETRA, le LCPC et la SNCF s'étaient engagés dans une procédure d'avis technique qui incluait un contrôle de fabrication; c'est à ce titre que cinq entreprises ont fait l'objet d'une publication d'un avis technique en 1991 dont la validité n'était que d'un an en raison de l'attente des résultats d'essais faits par le Laboratoire de Trappes pour apprécier le comportement à long terme de ces appareils; cette procédure s'est accompagnée d'un marquage des appareils avec le logo du LCPC attestant la conformité des appareils aux spécifications normatives.

Depuis, les fabricants et l'administration (SETRA, LCPC, SNCF) se sont mis d'accord pour demander à l'AFNOR d'instituer et de gérer une marque NF garantissant les mêmes propriétés, mais dans un cadre plus formel.

C'est ainsi que le Ministère de l'Industrie a approuvé en novembre dernier le règlement particulier du comité qui gèrera cette marque dont le secrétariat est assuré par le LCPC et la présidence par le SETRA; les premières attributions de la marque viennent d'être prises par ce comité au





début du mois de mars. Les entreprises suivantes ont reçu le droit d'usage de la marque NF :

FREYSSINET INTERNATIONAL

comme fabricant et distributeur

MECANOGUMBA

comme fabricant et distributeur

COUQUEBERG

comme fabricant

CIPEC

comme distributeur des appareils produits par COUQUEBERG

ETIC

comme distributeur des appareils produits par COUQUEBERG

En conséquence, il est vivement recommandé aux maîtres d'œuvre d'inclure dans leur marché, l'exigence du marquage NF; ce marquage est en effet la garantie que les produits sont réputés conformes aux exigences qu'on en attend; faute de ce marquage, le maître d'œuvre devrait en effet exiger que l'entreprise justifie la qualité des produits fournis par des essais du même type que ceux réalisés dans le cadre des essais préalables à l'attribution de la marque NF, ce qui entraînerait des difficultés sérieuses, compte tenu des délais de réalisation de ces essais et de leur coût. ■

C. BINET

Rappel des dimensions normalisées

Nombre de feuillets	Épaisseur des feuillets et frettes	Dimensions horizontales (en mm)						
2	(8 + 2)	100 x 150	100 x 200	150 x 200	150 x 250	150 x 300		
3	(8 + 2)	150 x 200	150 x 250	150 x 300	200 x 250	200 x 300	200 x 350	200 x 400
4	(8 + 2)	200 x 250	200 x 300	200 x 350	200 x 400			
3	(10 + 3)	250 x 300	250 x 400	300 x 400	300 x 500	300 x 600		
4	(10 + 3)	250 x 300	250 x 400	300 x 400	300 x 500	300 x 600		
5	(10 + 3)	300 x 400	300 x 500	300 x 600				
3	(12 + 3)	350 x 450						
4	(12 + 3)	350 x 450	400 x 500	400 x 600	450 x 600			
5	(12 + 3)	350 x 450	400 x 500	400 x 600	450 x 600	500 x 600		
6	(12 + 3)	400 x 500	400 x 600	450 x 600	500 x 600			
7	(12 + 3)	450 x 600	500 x 600					
8	(12 + 3)	500 x 600						

DOMAINE D'EMPLOI

des joints à revêtement amélioré



Depuis leurs premières applications, il y a maintenant 10 ans, les joints à revêtement amélioré (Thormajoint, Viajoint, Polyjoint, ...) ont rencontré la faveur, justifiée, des utilisateurs grâce à leurs nombreux avantages tant techniques qu'économiques : joints confortables, facilité et rapidité de pose, coût intéressant, ...

Ces nombreux et indéniables avantages ont conduit certains (tant fabricants/installateurs que Maîtres d'Œuvre) à penser que les joints mécaniques étaient maintenant dépassés et que la solution « joints à revêtement amélioré » était la solution miracle pour tous les cas de figure.

Il n'en est rien et nous souhaiterions, dans ces quelques lignes, rappeler quel est le domaine d'emploi de ces joints, compte tenu des observations effectuées lors de la préparation des avis techniques (voir liste dans le tableau cité dans ce numéro).

Capacité de souffle

Actuellement tous les joints recevant l'avis technique ont une capacité de souffle limitée à ± 10 mm.

Ceci tient au comportement particulier du matériau et au fait que le produit est coulé en place sur le site. On doit prendre en considération ce comportement avant toute utilisation sur un pont.

Ces particularités sont les suivantes :

- ce joint a une capacité de souffle évoluant autour d'une position d'équilibre ;
- le comportement du matériau est meilleur quand il est sollicité en compression plutôt qu'en traction ;
- la position d'équilibre est celle obtenue lors de la mise en œuvre car ce joint n'est pas réglable à la pose.

Le souffle maximum de ± 10 mm ne peut donc être escompté que lors d'une mise en œuvre en condition moyenne de température (entre 10° et 14°). Dans le cas d'ouvrages précontraints susceptibles de fluer, il faudra tenir compte de ce retrait-fluage et s'efforcer de le poser le plus tard possible, et en condition de température moyenne ou basse. La capacité de souffle réelle dépend donc des conditions de température régnant au moment de la mise en œuvre. Un joint posé en été risque de travailler dans de moins bonnes conditions que celui posé par température inférieure à $+ 15^{\circ}$.

Cette capacité de souffle reste limitée à cette valeur de ± 10 mm car les observations faites sur les sites ont montré des désordres par fissuration ou décollement dans la liaison du joint avec le revêtement, ou dans le revêtement adjacent, ou au droit de la plaque de pontage.

Possibilité de joint à souffle plus important

Des études sont en cours pour mettre au point des joints à revêtement amélioré à capacité de souffle pouvant aller jusqu'à ± 25 mm. Certaines démarches commerciales en ce sens sont parfois faites auprès de Maîtres d'Œuvre.

Pour notre part, nous conseillons la plus extrême prudence dans l'emploi de joints à capacité de souffle ± 25 mm. En effet, il ne faut pas faire un amalgame entre les possibilités d'un liant et ce que l'on aura sur le site, une fois le joint en place. De même que des caractéristiques mécaniques d'un alliage d'aluminium adaptées ne font pas nécessairement un bon joint mécanique; un liant ayant des capacités intéressantes ne donne pas la certitude d'un joint à capacité de souffle élevée.

De ce fait, si des demandes ont été déposées pour un Avis Technique, la délivrance de cet Avis est subordonnée au résultat d'essais en laboratoire sous certaines conditions et non de suivi de comportement sur site afin de nous donner une certaine assurance d'une capacité de souffle. Par

ailleurs, il faut tenir compte d'autres éléments d'appréciation pour obtenir cette capacité de souffle: tenue du revêtement adjacent aux efforts de traction transmis par l'ancrage du joint sur sa tranche sciée, qualité de l'exécution (et un effort sérieux est à fournir par certains en matière de Plan Qualité à la mise en œuvre), conditions de fonctionnement de l'ouvrage, etc.

Tenue à l'orniérage

Sous des trafics très lourds et très canalisés, ces types de joints présentent parfois un orniérage significatif. Il reste, dans la majorité des cas, dans le domaine de l'acceptable car ne remettant pas en cause le confort ni la capacité de souffle.

Il faut cependant savoir que ce risque existe. Il sera d'autant plus grand que le trafic sera lourd mais il est surtout fonction de la bonne qualité de l'exécution (respect des largeurs standard et des prescriptions de finition de surface) et de la qualité du revêtement aux abords (un revêtement propice à l'orniérage entraînera celui du joint).

Conclusion

Que ceci ne vous détourne pas des joints à «revêtement amélioré», mais il importe d'utiliser ces produits dans leur domaine d'emploi strict et d'être vigilant à ces quelques règles fondamentales qu'il nous a semblé utile de rappeler ici, bien qu'elles soient citées dans le Chapitre III des Avis Techniques.

Nous rappelons aussi la nécessité d'assurer un suivi de la qualité des matériaux en effectuant des prélèvements de matériaux et de faire les essais de caractérisation prévus au chapitre II. Les résultats seront comparés à ceux obtenus lors du dépôt de la demande et attestés par le PV signalé au dernier aîné du paragraphe II.1. ■

M. FRAGNET



Ministère de l'Équipement, du Logement
et des Transports



Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
4, avenue André Bricq - BP 108 - 92220 Bagneux cedex - FRANCE - Téléphone (1) 46 9 31 31 - Télécopie 46 11 31 48 - Telex 432263

CTOA/DGO MVOS 93.71
M. VIRLOGEUX

Bagneux, le 24 février 1993

À l'attention de Monsieur Le Professeur Utül Hami
Université libre de Turquie
Eskiselir - TURQUIE

Monsieur le Professeur et Cher Ami,

C'est avec beaucoup de retard que je réponds à la lettre que vous avez adressée au rédacteur en chef du Bulletin Ouvrages d'Art du SETRA et qu'il a publiée dans le numéro de Juillet 1992.

Je le regrette d'autant plus qu'elle m'a fait le plus grand plaisir. Vos remarques viennent en effet à l'appui de certaines observations que j'avais faites, qui tendaient à montrer que l'article de Messieurs Lecoindre et Le Faucheur donne des règles pratiques et forfaitaires permettant d'assurer la sécurité des ancrages, mais non des méthodes de dimensionnement de caractère scientifique.

Loïn de moi, bien sûr, l'idée de critiquer l'initiative qu'ils ont prise avec mon accord, qui permettra à de nombreux ingénieurs d'éviter l'explosion d'un bossage d'ancrage provoquée par l'oubli ou la large sous-estimation de certaines armatures. Il serait d'autant plus injustifié que je les critique pour cette initiative qu'ils se sont largement inspirés d'un article que j'avais publié sur ce sujet en février 1981 dans les Annales de l'ITBTP, et qu'ils ont repris les principes que j'avais adoptés après de fructueux débats avec Georges Darpa et Philippe Lecroq. Ils ont d'ailleurs profité de cette occasion pour signaler, à ma demande, que la partie de cet article qui est consacrée à la diffusion de la précontrainte est totalement inexacte. Errare humanum est, perseverare diabolicum! J'abjure donc, et renie sans regret cette faute de jeunesse qu'on me pardonnera je l'espère.

Mais il me faut revenir à l'article de Messieurs Lecoindre et Le Faucheur. Comme vous l'avez justement mis en lumière dans votre lettre, nous pouvons aller beaucoup plus loin aujourd'hui grâce à une meilleure compréhension du comportement à rupture des pièces en béton armé. Et nous devons faire évoluer nos méthodes de dimensionnement pour abandonner chaque fois que nous le pouvons les formulations empiriques ou semi-empiriques au profit de modèles mécaniques.

Mais avant même d'évoquer ces modèles, je dois insister sur la philosophie de nos analyses qui est directement issue des principes semi-probabilistes développés par le Comité Européen du Béton depuis plus de vingt ans : nous essayons, en France, de limiter les contraintes dans le béton dans les conditions des États Limites de Service; c'est ainsi, par exemple, que nous limitons les contraintes de cisaillement dans les âmes des caissons alors que certains règlements de calcul étrangers ne s'en soucient pas. Dans le cas des bossages qui nous intéressent ici, la logique de notre démarche conduit à limiter les contraintes dans le béton sous l'action de la précontrainte estimée par sa valeur probable à la mise en tension; cela conduit au choix des dimensions du bossage. Bien sûr, nous ne pouvons pas espérer empêcher ainsi toute fissuration; mais l'expérience montre que nous concevons de cette façon des structures satisfaisantes.

Nous devons ensuite vérifier que la sécurité à rupture est garantie dans les conditions des États Limites Ultimes, c'est à dire sous l'effet d'actions majorées. Cette fois, nous devons supposer que le béton est fissuré; et ce sont les armatures passives qui vont garantir la stabilité du système. Ce rappel trivial est essentiel dans la mesure où il fait clairement apparaître que les armatures ne peuvent être dimensionnées — philosophiquement s'entend — que dans les conditions des États Limites Ultimes, et dans une situation où le béton est fissuré. Je suis donc gêné que l'article de Messieurs Lecoindre et Le Faucheur — comme d'autres textes plus officiels, hélas! — se réfère à des actions non pondérées et à un taux de travail des armatures cor-

respondant aux États Limites de Service. Et j'ai toujours été profondément choqué de voir entreprendre des essais sur chantier — des essais de bossage, par exemple — dont les résultats satisfaisaient leurs promoteurs parce que la pièce avait résisté aux efforts prévus : les armatures ne sont en aucune façon justifiées par un essai si le mécanisme de rupture n'a pas été formé par la fissuration du béton ; un bossage de dimensions confortables, par exemple, peut résister par le béton aux efforts prévus, et rompre ensuite dans l'ouvrage à cause d'un défaut ou d'une chute de résistance si les armatures ne sont pas suffisantes ; la résistance du béton de l'essai a pu masquer la faiblesse des armatures.

Les règlements de calcul et l'usage nous donnent des règles plus ou moins empiriques et des « dispositions constructives » qui permettent de dimensionner les armatures pour assurer l'équilibre des pièces après la fissuration du béton. Et c'est dans ce domaine que nous devons faire des progrès comme vous l'avez si judicieusement fait remarquer, en bâtissant de véritables modèles mécaniques des pièces fissurées en béton armé selon les enseignements des Professeurs Schlaich, Breen, Thürlimann, Mac Gregor et Marti pour ne citer que les plus célèbres.

Nous devons donc nous efforcer de construire des modèles constitués de bielles et de tirants pour équilibrer les efforts dans les pièces en béton armé, et dans le cas qui nous intéresse dans les bossages d'ancrage.

Une analyse de cette nature donnera évidemment des résultats différents de ceux provenant des règles forfaitaires proposées par Messieurs Lecoindre et Le Faucheur dans leur article de janvier 1992. Pour le montrer à quelques ingénieurs du service, peu avant que votre lettre ne soit si opportunément publiée par le Bulletin Ouvrages d'Art, j'avais pris le même exemple que vous, celui de l'équilibre des efforts de poussée au vide ; ce qui avait conduit certaines personnes à penser — bien à tort — que nous nous étions concertés sur ce sujet. Les dessins que j'avais faits sont longtemps restés sur le tableau de notre salle de réunion, si bien que je les ai gardés en mémoire.

Pour simplifier la présentation, je supposerai que nous étudions une pièce courbe de section rectangulaire, uniformément comprimée sous l'action des charges extérieures et d'un câble de précontrainte. La « poussée au plein » du béton — pour reprendre les termes de votre lettre — équilibre la poussée au vide du câble, mais cette poussée au vide doit être transmise à l'ensemble de la section comprimée du béton grâce à des armatures dont la disposition et le diamètre dépendent de la place du câble dans la section.

Pour le mettre en évidence, nous allons faire une première analyse dans le plan en divisant le béton en deux bielles comprimées. Et nous remplacerons la courbure de la poutre et du câble par une polygonale (Figure 1).

La poussée au vide du câble vaut $P\Delta\alpha$ dans chaque angle de la polygonale, et la poussée au plein vaut $P\Delta\alpha/2$ dans chacune des deux bielles comprimées. Lorsque le câble de précontrainte est au milieu de la pièce, la bielle située en dessous du câble reprend directement la moitié de la poussée au vide du câble, grâce à

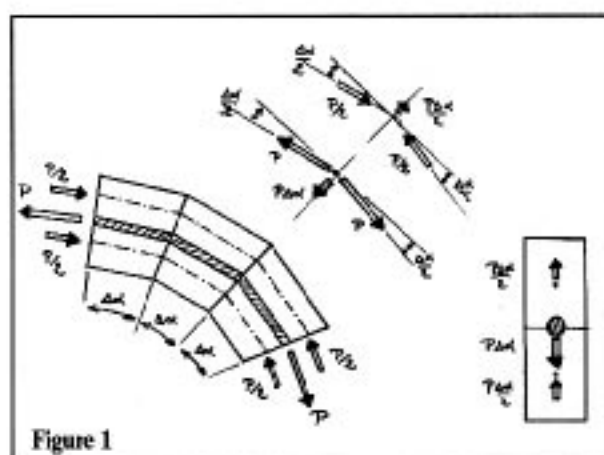


Figure 1

3 a Figure 1: Division de la pièce en deux bielles comprimées; l'effet d'arc dans la bielle inférieure équilibre la moitié de la poussée au vide.

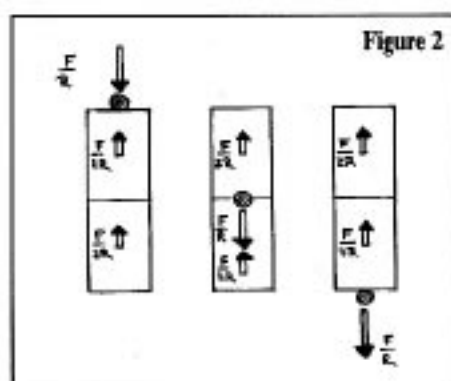


Figure 2

Figure 2: Schématisation élémentaire de la poussée au vide dans une pièce mince en fonction de la position du câble de précontrainte dans la section transversale.

poussée au plein, c'est-à-dire grâce à l'effet d'arc dans la bielle inférieure ; mais il faut des armatures pour remonter dans la bielle supérieure le reste de la poussée au vide produite par la précontrainte. La poussée au vide qu'il faut ainsi reprendre par mètre de longueur lorsque le câble est au milieu de la pièce n'est pas F/R , mais $F/2R$.

On en déduit que si le câble s'appuyait directement sur la pièce de béton sa poussée au vide serait totalement équilibrée par l'effet d'arc dans le béton (la poussée au plein) ; tandis qu'il faudrait accrocher toute la poussée au vide du câble dans le béton, F/R , si le câble était placé sous la pièce (même si nous cessons de supposer que la pièce de béton est uniformément comprimée) (Figures 2 et 3).

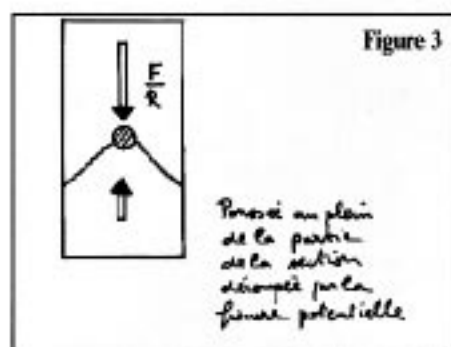


Figure 3: Découpage potentiel de la section par la poussée au vide du câble de précontrainte, et définition plus précise de la part de la section dont la «poussée au plein» équilibre une partie de la poussée au vide de la précontrainte.

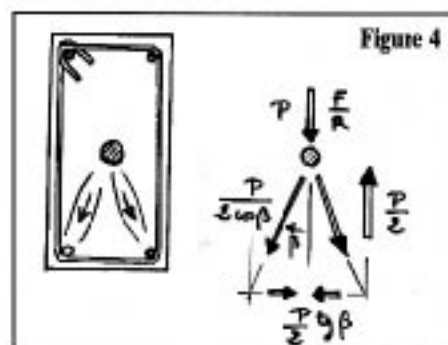


Figure 4: Mécanisme de la transmission à l'ensemble d'une section mince de la poussée au vide d'un câble de précontrainte centré.

Bien entendu, la division de la pièce de béton en deux bielles comprimées ne constitue qu'une première approche; la poussée au vide du câble de précontrainte tend à découper la pièce sous le câble, avec une diffusion à 45 degrés sensiblement comme ne manquerait pas de le montrer un calcul aux éléments finis; et comme vous l'avez schématisé dans votre lettre. Dans ces conditions, la partie de la section dont la poussée au plein équilibre directement une partie de la poussée au vide de la précontrainte est plus réduite que ne le suppose la division de la section en deux bielles lorsque le câble est centré. La poussée au vide résultante est alors un peu supérieure à $F/2R$.

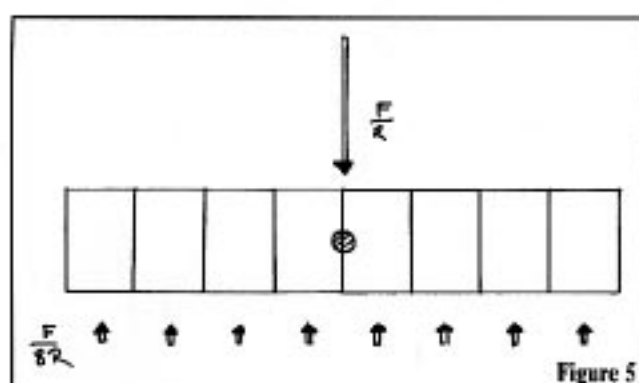


Figure 5

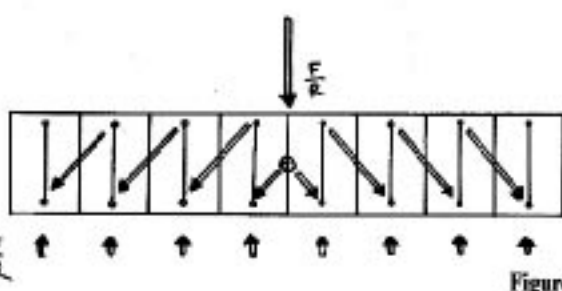
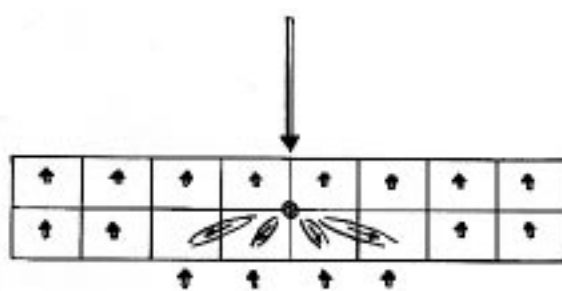


Figure 6

Les modèles du type de ceux développés par Jorg Schlaich et John Breen permettent en outre de comprendre comment disposer les armatures pour reprendre la poussée au vide. Dans le cas d'un câble placé à mi-épaisseur, la traction est remontée par des étriers mobilisés par des bielles si la pièce a de faibles dimensions transversales. L'effet d'écartement des bielles en partie inférieure apparaît modeste (Figure 4).

Si la pièce est plus large, il faut aussi distribuer la poussée au vide dans la largeur. Il devient alors nécessaire, pour mieux comprendre comment les efforts se répartissent, de diviser la section en plusieurs bandes. On voit ainsi que la poussée au vide va se concentrer sous le câble, ce qui produira une flexion transversale que devront reprendre des aciers transversaux assez importants; cela rendra aussi nécessaire un renforcement des étriers dans la zone du câble (Figures 5 et 6).

Cet exemple élémentaire illustre bien la puissance de la méthode des bielles, et montre qu'elle permet de mieux comprendre et de quanti-

Figure 5: Mise en évidence de la flexion transversale dans une pièce large.

Figure 6: Mise en évidence des bielles qui reprennent la poussée au vide du câble, et du ferrailage qui permet d'assurer l'équilibre du système selon le schéma classique d'un treillis de Mörsch; les étriers remontent une poussée au vide qui est progressivement réduite par la poussée au plein du béton quand on s'éloigne du câble.

fier les « dispositions constructives » qui faisaient la joie de nos jeunes armées, dispositions que nous devons apprendre sans être bien certains de connaître leur origine et leur justification.

Je vais profiter de mon élan pour boire le calice jusqu'à la lie, et montrer que si j'avais fait appel à ces méthodes que j'ignorais il y a quinze ans, je ne me serais pas fourvoyé au sujet de la diffusion de la précontrainte dans l'article déjà évoqué. Et par la même occasion, je montrerai que les choses deviennent malheureusement très vite compliquées.

Mais plutôt que de présenter l'exemple de la diffusion de la précontrainte, remarquablement décrit dans les articles de Jorg Schlaich, je vais prendre celui de la diffusion des réactions d'appui en tête des piles. Et je commencerai par le cas d'une pile massive avec deux appareils d'appui.

On peut commencer par une analyse simpliste, faite successivement dans chacun des deux plans. Dans le sens longitudinal, il faut diffuser la réaction qui est uniformément répartie dans la section « de régularisation », à une distance dont l'ordre de grandeur est celui des dimensions de la section comme le montrent les calculs élastiques. On peut alors diviser les efforts de compression en deux ou quatre bielles pour dimensionner les armatures, ce qui revient au même (Figure 7).

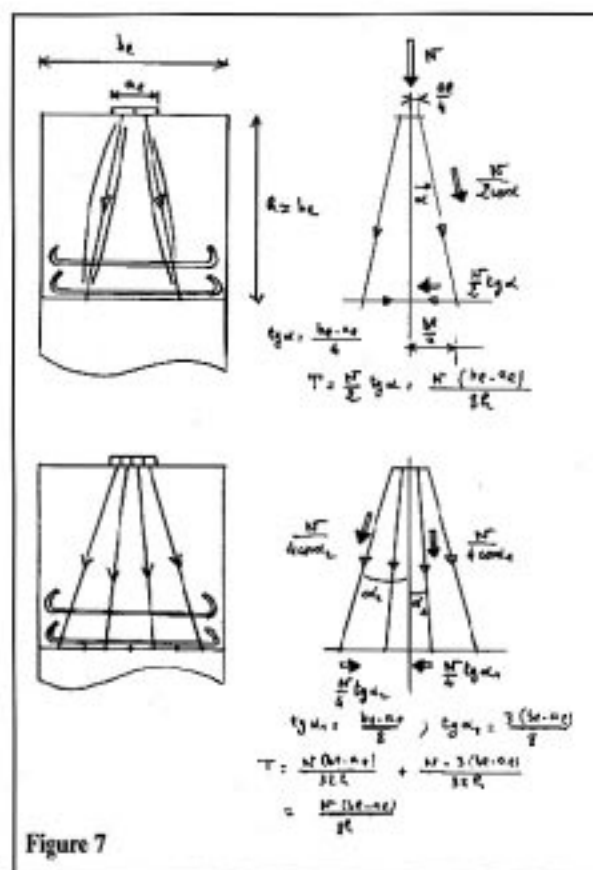


Figure 7: Diffusion d'une réaction d'appui dans le sens longitudinal, avec deux ou quatre bielles.

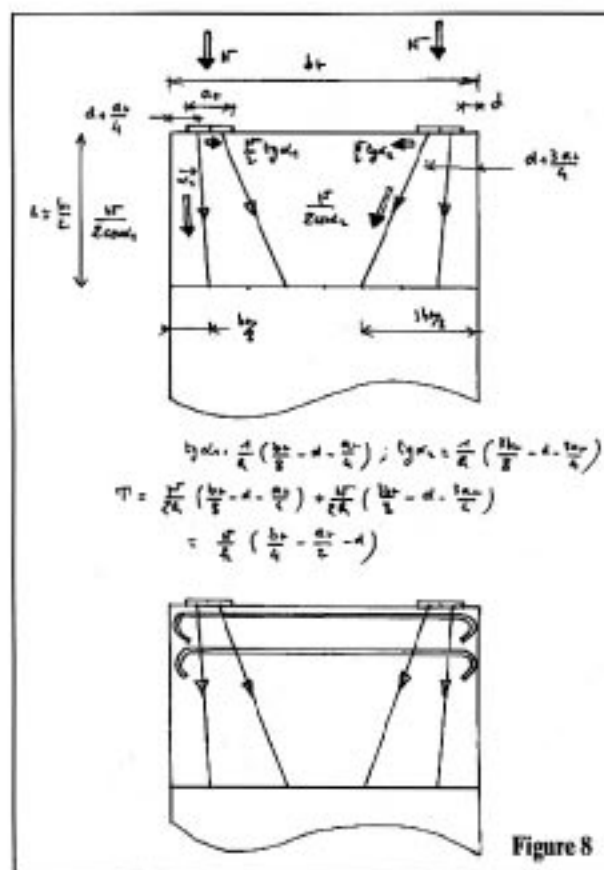


Figure 8: Diffusion dans le sens transversal des réactions sur les deux appareils d'appui, en répartissant la descente des charges en deux bielles sous chacun d'eux.

Transversalement, nous devons diffuser les réactions sur les deux appareils d'appui en suivant les mêmes principes (Figure 8).

Bien évidemment, il faut faire une analyse spatiale en réalité, ce qui demande un peu plus de soin pour la définition des bielles et des armatures qui vont les équilibrer. Mais on voit mieux alors comment disposer les armatures passives, et l'on devine l'intérêt de la mise en œuvre de barres de précontrainte transversales (Figures 9, 10 et 11).

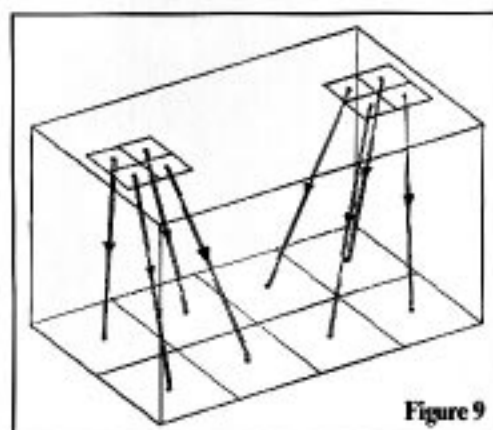


Figure 9

Figure 9: Mise en évidence des bielles dans l'espace, en répartissant en quatre bielles la réaction sous chacun des deux appareils d'appui.

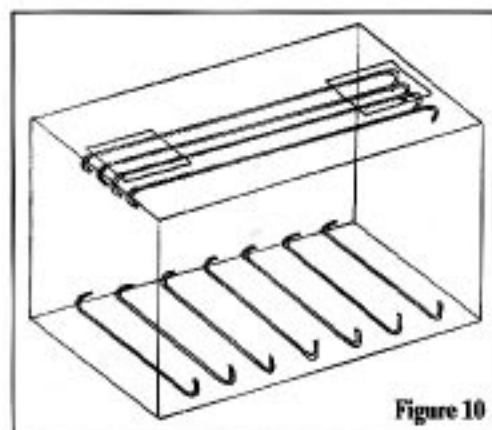


Figure 10

Figure 10: Dessin du ferroillage passif adapté à la diffusion des réactions d'appui.

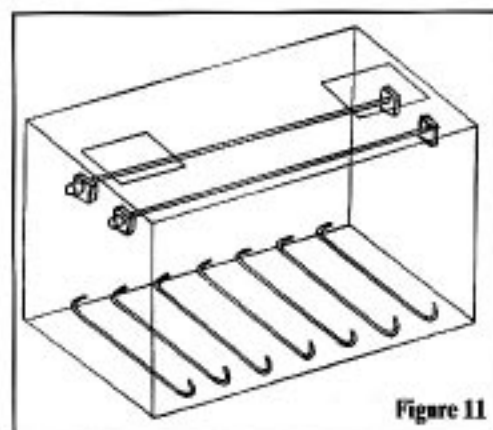


Figure 11

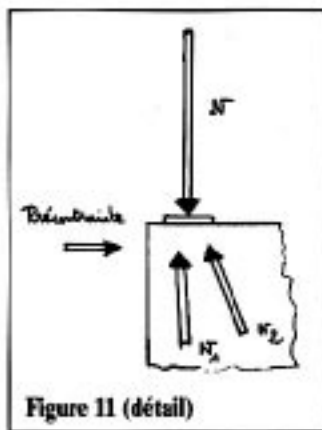


Figure 11 (détail)

Figure 11: Les efforts de diffusion peuvent être valablement équilibrés dans le sens transversal par une série de barres de précontrainte.

Mais nous allons faire des choses « de plus en plus difficiles », comme le disait dans ma jeunesse un prestidigitateur célèbre. Nous allons regarder ce qui se passe lorsque la pile est un caisson surmonté par un chevêtre (Figure 12).

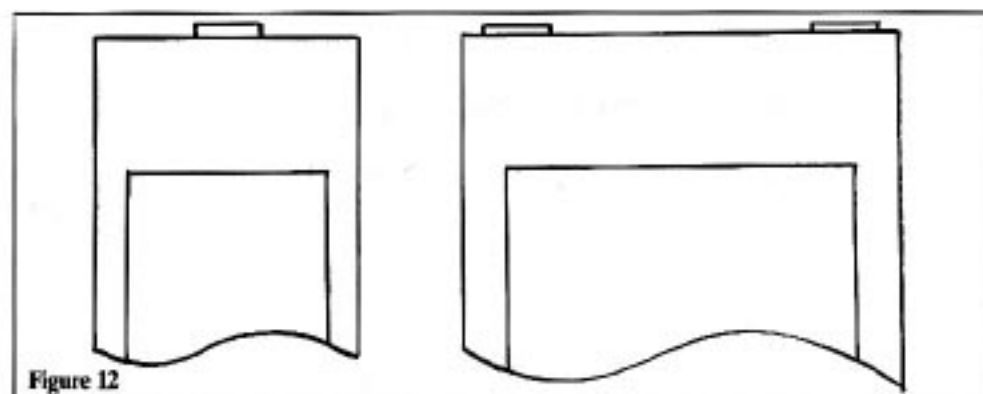


Figure 12

Figure 12: Schéma d'une pile en caisson surmontée par un chevêtre.

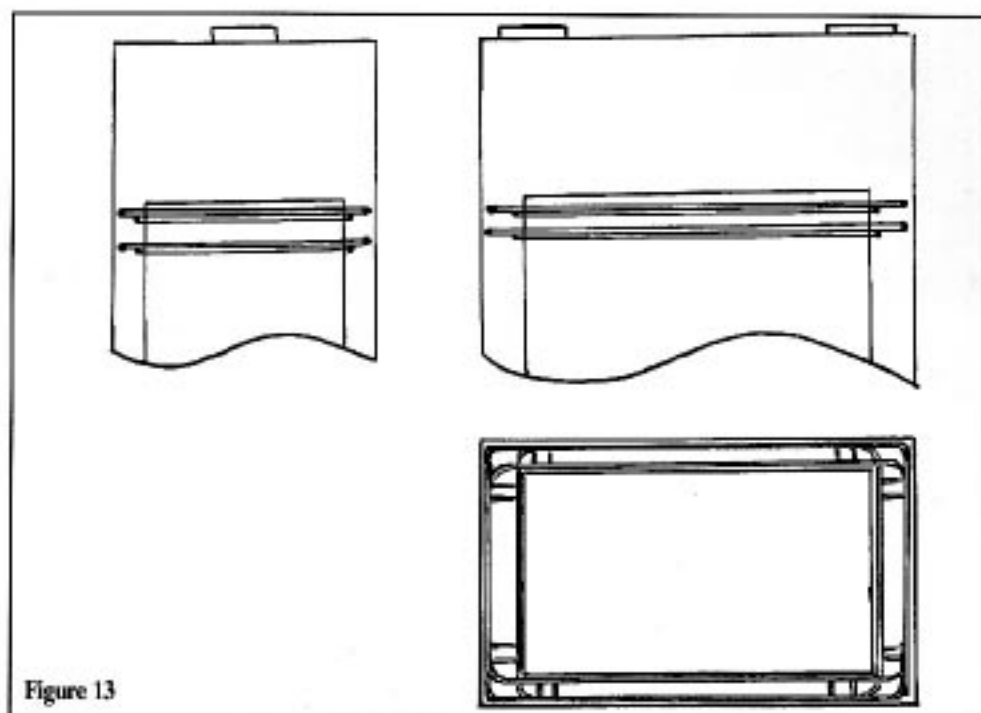


Figure 13

Figure 13: Léger ferrailage qu'il faut mettre en œuvre en tête d'une pile en caisson, sous le chevêtre lorsque il a une épaisseur suffisante pour assurer entièrement la diffusion des efforts.

Si le chevêtre est suffisamment épais pour que la diffusion des réactions d'appui puisse s'y faire entièrement — comme nous le recommandons —, les analyses précédentes s'appliquent directement. C'est une prime méritée à la simplicité et à une bonne conception. Il faut simplement veiller à disposer des armatures dans la partie supérieure du caisson pour éviter toute mauvaise surprise due à une diffusion plus lente que prévu des efforts (Figure 13).

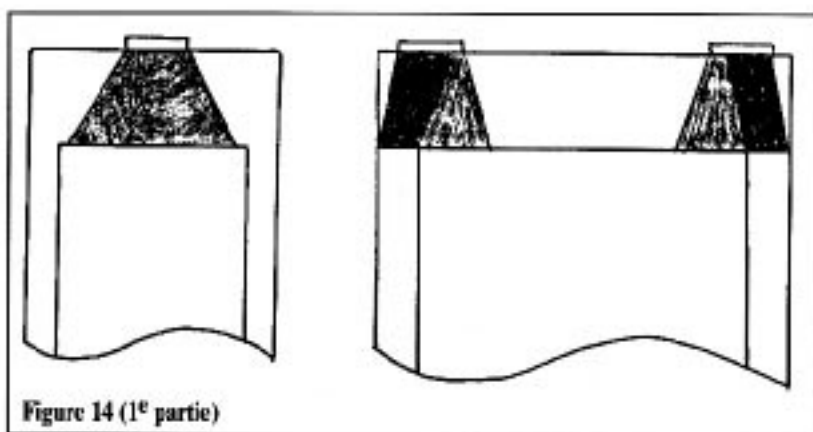


Figure 14 (1^{re} partie)

Mais si le chevêtre est trop mince, la diffusion va se poursuivre en tête du caisson sous le chevêtre, et là les choses vont se compliquer parce que les bielles doivent rester dans le béton; il faut donc définir deux niveaux de diffusion, un premier à la base du chevêtre, et un second dans la partie supérieure du caisson juste en dessous. Il faut ensuite définir une répartition des contraintes dans la section de tête du caisson, juste au dessous du chevêtre, pour permettre le dessin des bielles et permettre ensuite leur analyse. C'est une juste punition pour les projecteurs qui prévoient des chevêtres trop minces! (Figure 14).

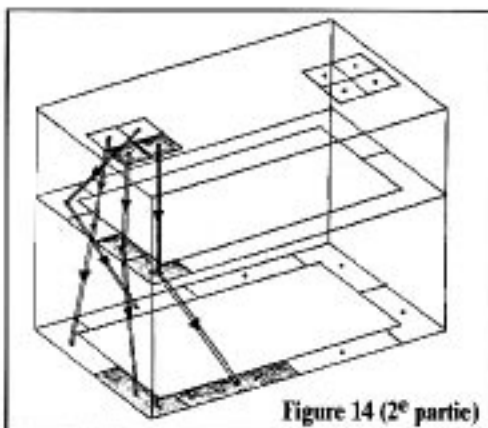


Figure 14 (2^e partie)

Figure 14. Transmission des efforts à partir des appareils d'appui avec l'aide d'un chevêtre trop mince pour assurer directement leur diffusion.

Bien entendu, ce dessin n'est pas correct car une partie des efforts passe du petit au grand côté du caisson, si bien que les bielles correspondantes ne sont pas représentatives du cheminement des charges. Une subdivision des bielles — qui ne correspond pas à la décomposition des efforts qu'il faudrait faire pour engager des calculs de dimensionnement qui restent simples avec aussi peu de bielles que possible — met immédiatement en évidence le cheminement précis des efforts, avec des bielles qui passent du petit au grand côté; cela montre le nécessaire étagement des armatures de traction dans le grand côté (Figure 15).

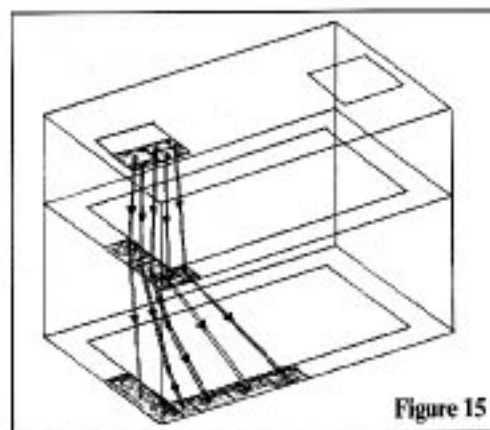


Figure 15

Figure 15: Décomposition des bielles pour le même exemple, de façon à mettre en évidence le cheminement des efforts du petit au grand côté.

Enfin, il est facile d'évaluer l'incidence de la distribution des contraintes qui a été définie dans le caisson juste en dessous du chevêtre. Avec un étalement plus large des contraintes sous le chevêtre, on met en évidence la nécessité d'armatures de flexion plus importantes dans le chevêtre, de grand côté à grand côté, tandis que les armatures d'équilibre des bielles dans le caisson sous le chevêtre se trouvent réduites (Figure 16).

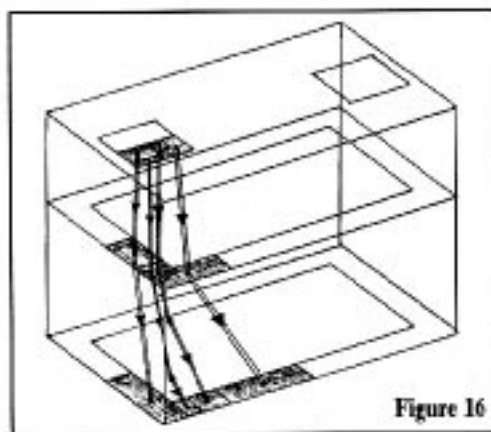


Figure 16

Figure 16: Évolution du système de bielles dans le même exemple, en supposant que les contraintes sont plus largement étalées sous le chevêtre.

Bien entendu, les deux schémas sont admissibles et permettent tous les deux de définir une distribution satisfaisante des armatures, pourvu que les équilibres soient partout assurés dans les deux cas.

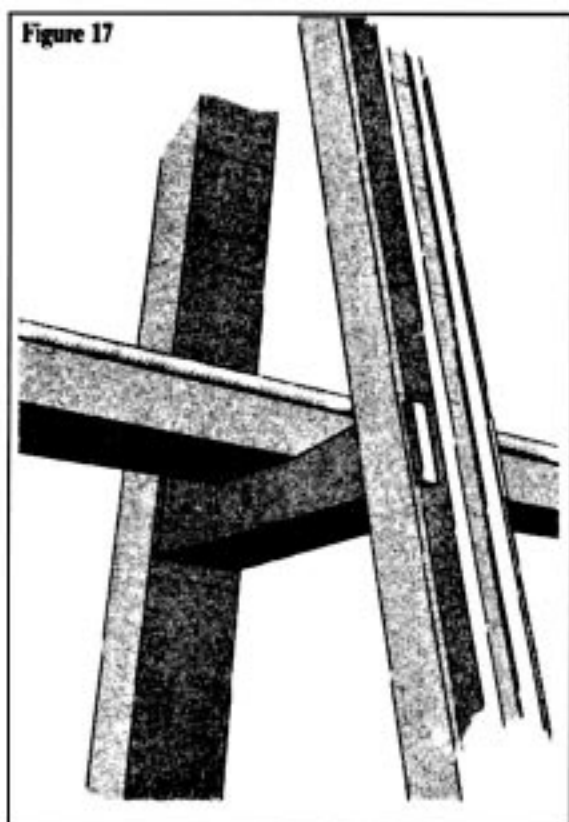
Une punition du même type s'impose, bien sûr, pour les projeteurs qui envisagent pour l'ancrage des câbles de précontrainte extérieure au béton des entretoises beaucoup trop minces, qui ne peuvent en aucune façon assurer la régularisation des efforts dans le caisson. Bien que l'attention ait été attirée très tôt sur les problèmes de diffusion dans le béton des efforts de précontrainte extérieure (dans le premier article consacré à la précontrainte extérieure, dans le numéro de décembre 1983 des *Annales de l'ITBTP*, aux pages 155 à 161), un grave incident vient encore de se produire à la suite de négligences de conception: une entretoise trop mince a été dessinée pour diffuser des efforts exceptionnellement importants; les ancrages n'ont pas été placés au plus près des âmes du caisson de façon à réduire les problèmes; et les « calculs de vérification » qui ont

été menés ont été purement conventionnels, sans aucune référence au fonctionnement réel du système et au cheminement des efforts. L'analyse d'un mécanisme de bielles et de tirants qui aurait assuré l'équilibre de l'about du caisson aurait immédiatement montré l'inadaptation des dimensions et l'importance des efforts mis en œuvre.

Je pense qu'il serait utile que les théoriciens de notre profession se lancent dans l'étude des principaux problèmes que les projeteurs peuvent rencontrer en pratique, et définissent des mécanismes adaptés de bielles et de tirants qui faciliteraient notre travail futur.

Mais avec les exemples que j'ai donnés nous restons dans les choses simples, et malheureusement les modèles de bielles et de tirants ont aussi leurs limites: ils permettent difficilement de faire l'analyse de pièces très complexes. Pour le montrer, je vais évoquer l'étude que nous avons faite de l'entretoise haute des pylônes du Pont de Normandie.

Bien entendu, l'entreprise — le GIE du Pont de Normandie — et l'équipe chargée du contrôle du projet d'exécution, qui était issue de la SEEE pour cette partie de l'ouvrage, ont commencé par faire un calcul aux éléments finis de cette pièce délicate. Sur ce point aussi, je suis heureux de voir que nos points de vue concordent absolument: un calcul aux éléments finis est indispensable pour une pièce aussi complexe; mais un tel calcul, comme la plus belle fille du monde, ne peut donner que ce qu'il a. Un calcul aux éléments finis est un calcul élastique qui ne peut être adapté qu'à l'étude des contraintes dans le béton, c'est-à-dire aux analyses faites dans les conditions des États Limites de Service; aux États Limites Ultimes, le béton se trouve fissuré, et le mécanisme de transmission des efforts s'en trouve bouleversé; les efforts passés — pour ce qui est des efforts de traction — par les armatures qui traversent les fissures. Et les calculs aux éléments finis ne peuvent pas permettre des analyses correctes, sous leur forme classique du moins.



Bien sûr, certains ingénieurs ont développé des méthodes assez perfectionnées pour permettre le dimensionnement des armatures à partir des résultats de calculs élastiques aux éléments finis. Il serait intéressant de discuter un jour de ces méthodes, mais ce n'est pas le lieu ici. Ce qui est mon objectif, dans cette lettre, c'est de soutenir votre point de vue et d'affirmer qu'il faut, en complément des calculs aux éléments finis, mener de véritables analyses à rupture à partir de mécanismes faisant apparaître le système de bielles et de tirants qui permet d'équilibrer les efforts.

Malheureusement, ce n'est pas si facile. Avec Jean-Marc JAEGER, nous avons tenté de le faire pour l'entretoise haute des pylônes du Pont de Normandie. Mais il s'agit d'une pièce très complexe à l'intersection du tablier et des jambes des pylônes (Figure 17).

Figure 17: L'entretoise haute des pylônes du Pont de Normandie.

Jean-Marc JAEGER avait dessiné un premier système de bielles en divisant de façon systématique les différents voiles de béton qui constituent les caissons qui nous intéressaient. Chaque voile était décomposé en panneaux rectangulaires avec une diagonale dans le sens présumé des efforts de traction ou de compression. Le calcul de ce treillis a pu être mené à l'aide du programme ST1 compte tenu de son volume considérable; il n'était pas possible d'envisager une analyse manuelle (Figure 18).

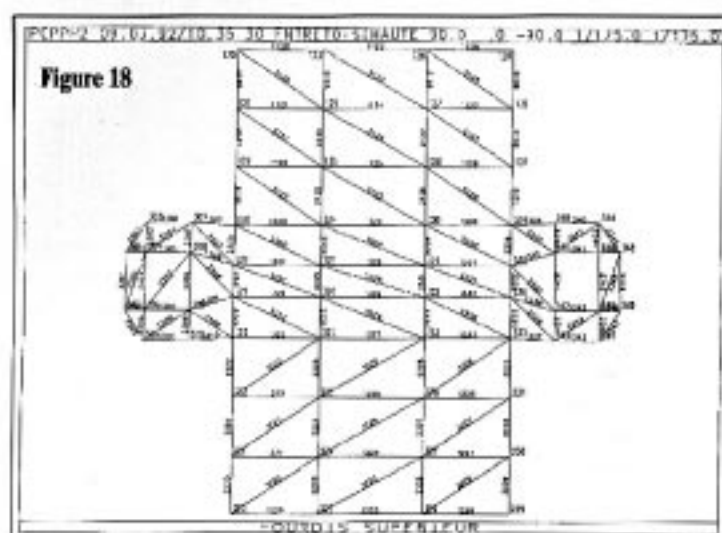


Figure 18

Figure 18: Le premier modèle en treillis pour l'entretoise haute des pylônes du Pont de Normandie.

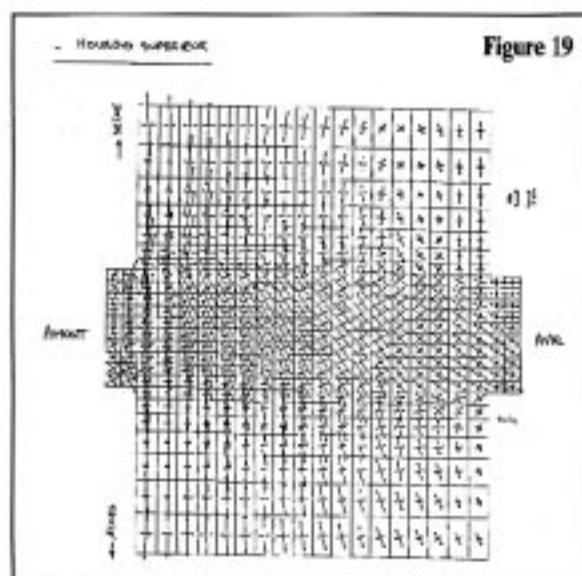


Figure 19

Figure 19: isostatiques de compression dans l'entretoise basse des pylônes du Pont de Normandie, pour un cas de charge déterminant.

Jacques Combault nous a rapidement fait observer que nos résultats n'étaient pas satisfaisants parce que l'orientation des bielles n'était pas bonne: comme le Professeur Schlaich l'a souvent expliqué, il faut organiser le système de bielles et de tirants à partir des résultats de calcul aux éléments finis, en suivant le dessin des isostatiques de compression. Dans les calculs simples, comme ceux que j'ai évoqués tout d'abord, il est facile d'imaginer le tracé de ces isostatiques; pour une pièce complexe comme cette entretoise qui reçoit des efforts vectoriels des deux côtés par le tablier et qui s'encastre dans les deux jambes, il est impossible d'avoir une idée a priori du cheminement des efforts. Le calcul aux éléments finis retrouve donc là un grand intérêt (Figure 19).

Nous avons donc bâti un second modèle en donnant aux bielles une orientation plus conforme au cheminement des efforts déduit des calculs aux éléments finis.

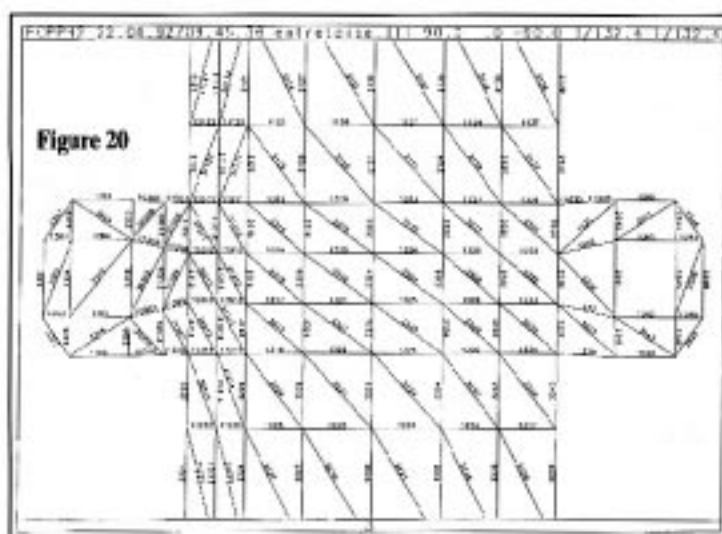


Figure 20

Mais il n'est pas possible — ou du moins nous n'avons pas réussi à le faire — de donner à toutes les bielles le tracé des isostatiques de compression de la zone qui les concerne; le treillis doit respecter des contraintes géométriques qui sont imposées par ses dimensions et par les liaisons des différents voiles, si bien que nous avons été obligés en pratique de donner la même inclinaison à toutes les bielles d'un même panneau de béton alors que l'inclinaison des isostatiques de compression varie d'un côté à l'autre de l'entretoise (Figure 20).

Figure 20: Le second modèle en treillis de l'entretoise haute des pylônes du Pont de Normandie.

Nous ne pouvons donc pas considérer que les résultats que nous avons obtenus avec notre second modèle soient irréprochables. Comme notre calcul conduisait à des sections d'armatures nettement différentes dans certaines zones de celles qui étaient prévues par le GIE, le débat aurait pu être délicat entre les tenants de calculs aux éléments finis inadaptés aux analyses à rupture, et ceux de la théorie des bielles mais avec un modèle qui n'était pas paroiu satisfaisant. Un examen plus détaillé a montré que les écarts principaux venaient de l'absence, dans les études du GIE, d'une configuration des effets du vent qui soulève le tablier et qui est plus défavorable pour certaines zones de l'entretoise. Un accord a donc pu être rapidement trouvé.

Il n'en reste pas moins que cette étude a montré qu'il faut faire de gros progrès pour que les principes des calculs en bielles nous permettent de dimensionner les armatures dans des pièces complexes. Et je dois aussi évoquer les risques qui pourraient provenir d'un mauvais emploi de ces méthodes par des ingénieurs insuffisamment expérimentés: un mauvais mécanisme de bielles et de tirants conduit à de mauvais résultats et à un mauvais ferrailage.

Je pense donc que nous devrions organiser en France, et pourquoi pas en liaison avec votre Université puisque vous semblez avoir des idées particulièrement éclairées sur ce sujet, des recherches sérieuses permettant d'obtenir à terme des méthodes d'analyse simplifiées des principaux problèmes que nous pouvons rencontrer en pratique.

En conclusion, votre lettre a permis d'ouvrir une discussion qui me semble majeure, et je tenais à vous en remercier.

Je tenais aussi à vous remercier d'être un fidèle lecteur de notre bulletin et de démontrer, s'il en était besoin, que notre journal est aujourd'hui une revue internationale de premier plan.

En attendant le plaisir de vous rencontrer, peut-être à l'occasion d'un débat sur ce sujet passionnant, je vous prie d'agréer, mon cher collègue, mes plus sincères amitiés.

*L'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef de la Division des Grands Ouvrages
M. VIRLOGEUX*

Copie à:

MM. PERRET

BINET

VIRLOGEUX

Tous les ingénieurs de la Division des grands ouvrages

Archives

Secrétariat

Bibliographie sur les modèles à bielles et tirants (strut-and-tie models)

PCI Journal - May/June 1987

Toward a consistent design of structural concrete
J. SCHLAICH - K. SCHAFER - M. JENNEWEIF

Rapport du colloque AIPC à Stuttgart en avril 1991

The need for consistent and translucent models (p 169 à 184)
J. SCHLAICH

Strut-and-tie modelling of structural concrete (p 235 à 240)
K. SCHAFER - J. SCHLAICH - M. JENNEWEIF

Design of the support regions of concrete box girders (p 241 à 246)
T. KUCHLER

Design and analysis with strut-and-tie models - Computer-aided methods (p 379 à 384)
K. J. RUCKERT

Dimensioning and detailing (p 391 à 409)
J. MAC GREGOR

Dimensioning and detailing (p 411 à 443)
P. MARTI

Experimental studies of nodes in strut-and-tie models (p 525 à 532)

J. O. JIRSA - J. E. BRIEN - K. BERNEISTER - D. BARTON - R. ANDERSON - H. BOUAD

Models and tests of anchorage zones of post tensioning tendons (p 545 à 553)

O. L. BURDET - D. H. SANDERS - C. L. ROBERTS - J. E. BRUN - G. L. FENVES

Conclusions from tests on corbels (p 577 à 582)
W. ZELLIK

Consistent design and new systems for concrete bridges (p 833 à 840)
C. MIEN

Comparison between cast-in-situ and precast segmental construction (p 840 à 852)
M. VIRLOGEUX

Bulletin d'information de l'AIPC n°13 - Janvier 1992

Complément au compte rendu du Colloque AIPC de Stuttgart et avis sur la notion de béton structural

E. BOUCHON

Attention à la corrosion par couple galvanique

Pendant longtemps, les ponts et les viaducs ont été faits à l'aide de deux matériaux seuls ou assemblés: le béton et l'acier. La compatibilité entre eux ne posait pas de problème.

Depuis quelques années on voit fleurir, surtout au niveau des équipements, des éléments comportant des associations, plus ou moins complexes, d'acier galvanisé, d'acier inoxydable, d'alliage d'aluminium, etc. Or il faut savoir que ces divers métaux ont des potentiels électrolytiques tels que leur association peut entraîner l'apparition d'une importante corrosion par couple galvanique. Certes, il est possible d'y pallier en prévoyant un isolant au droit du contact supposé entre deux métaux de potentiels éloignés. Mais ceci est surtout théorique, car il convient de voir ce qu'il en est dans la réalité, ou ce que cela va devenir après quelques années de service avec le vieillissement des matériaux d'isolation.

Nous ne pouvons qu'inciter à une grande prudence dans l'emploi de ces associations et le mieux est encore de les éviter en concevant des pièces mono-métal.



À titre d'illustration de la gravité du phénomène, nous avons eu l'occasion d'observer cette corrosion entre un support de barrière en alliage d'aluminium (alliage AZ5G connu pour sa très bonne tenue à la corrosion) et la contre-platine d'ancrage en acier galvanisé. Le développement de la corrosion au bout d'une

dizaine d'années sur autoroute a provoqué, par expansion de sels d'alumine, la rupture de la platine du support. ■

M. FRAGNET

Quelques stages ouvrages d'art



Pour obtenir la liste complète des stages organisés au premier semestre 1993, se reporter au programme des sessions de formation continue édité par l'ENPC.

■ **Ingénierie du matériau béton: formuler pour maîtriser**
20 au 22 avril 1993

■ **Conception des structures sous actions dynamiques et notions de sismologie de l'ingénieur**
10 au 14 mai 1993

■ **Marchés publics de travaux**

— 1ère partie:

11 au 13 mai 1993

— 2ème partie:

15 au 17 juin 1993

■ **La mise en œuvre des bétons**

18 et 19 mai 1993

.....
Renseignements et programmes détaillés: Tél. (1) 42 60 34 13, poste 1318 ou 1354