

# Ouvrages D'Art

N° 12 - Juillet 1992

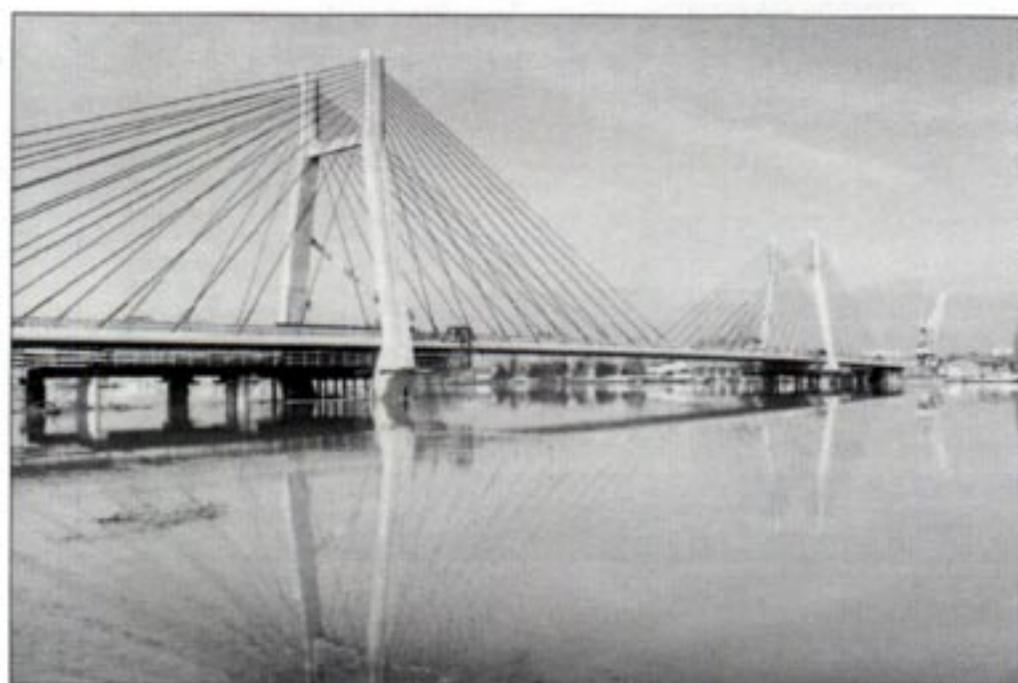


Photo G. FORQUET-SETRA

*Pont de  
Bourgogne  
Chalon-sur-Saône  
(Département  
de Saône-et-Loire)*

## SOMMAIRE

<b>1 - OUVRAGES A SUIVRE</b>	2		
• Exécution du Pont d'Arcins			
• Le Pont de Lourdes - Conception para-sismique			
• Ouvrage de franchissement de l'Autoroute A1 à la Courmeuve - PI 11			
• Ouvrage monobéquille sur la déviation de la Mothe - Autoroute A75 en Lozère			
<b>2 - TECHNIQUES PARTICULIERES</b>	17		
• Expériences françaises de poussage des ponts en ossature mixte acier-béton avec la dalle			
• Bétonnage des dalles de pont mixte			
<b>3 - EQUIPEMENTS ET ENTRETIEN</b>	22		
• Sécurité dans les carrefours en giratoire dénivelé - Dispositifs de retenue à proximité et sur les ouvrages			
			• Etanchéité et qualité : autoroute A5 Melun-Sens-Troyes et autoroute A26 Troyes-Feuges
		<b>4 - TRIBUNE LIBRE</b>	28
		• Ouvrages d'art autoroutiers concédés - Qui fait quoi ?	
		• Courrier des lecteurs	
		• Photo des lecteurs	
		<b>5 - INFORMATIONS BREVES</b>	34
		• Quelques stages ouvrages d'art	
		<b>6 - SETRA - LES DERNIERES PUBLICATIONS "OUVRAGES D'ART"</b>	34
		<b>7 - COORDONNEES DES REDACTEURS</b>	35



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

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

## Exécution du Pont d'Arcins

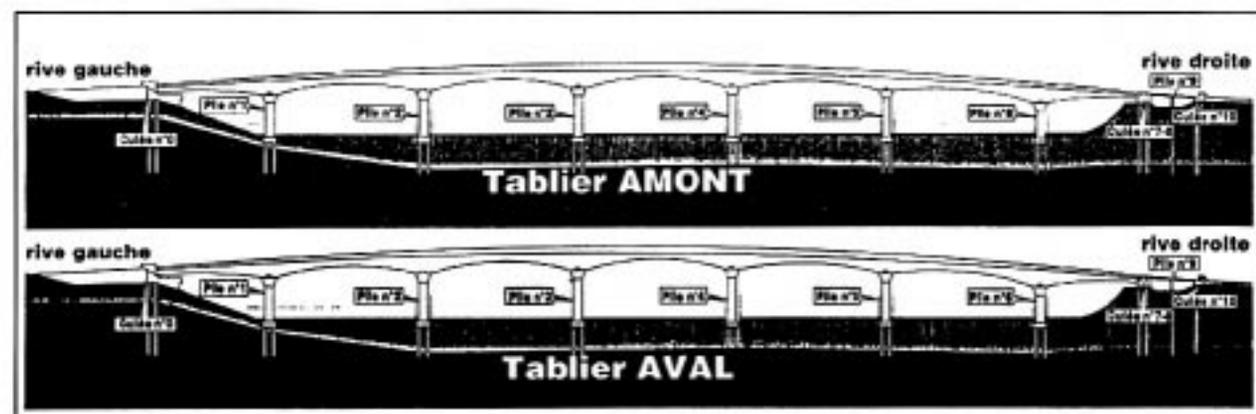
**E**ngagée dès les années 60 avec la réalisation du Pont d'Aquitaine, la rocade de Bordeaux sera bouclée fin 1993 par la mise en service du Pont d'ARCINS et de la section Sud de la rocade rive droite.

Le franchissement de la Garonne comprend un ouvrage principal de 643 m de longueur, prolongé par un petit ouvrage annexe de 25 m de longueur en pont dalle sur la rive droite, au dessus du CD n° 113.

Pour la réalisation de ce projet, la Direction Départementale de l'Équipement de la Gironde, en tant que Maître d'Oeuvre, a fait appel aux services du CETE du Sud-Ouest et à ceux du SETRA.

L'ouvrage principal est constitué de deux tabliers identiques à sept travées, supporté chacun par une file distincte d'appuis.

Les portées des tabliers en béton précontraint de l'ouvrage principal sont égales à 69 m, 5 fois 102 m et 63,10 m.



L'appel d'offres a été lancé au printemps 90 sur la base de deux solutions classiques à tablier dédoublé:

- l'une en béton précontraint construite par encorbellements successifs,
- l'autre de type bipoutre mixte.

C'est finalement une solution variante limitée proposée par le groupement SOGEA - DODIN - CAMPENON-BERNARD - MAS qui a été retenue.

Il s'agit d'un ouvrage proche de la solution de base en béton précontraint. Les voussoirs sont préfabriqués et présentent des âmes nervurées. Ils sont posés à la grue nautique.

Plusieurs campagnes de sondage permettent de caractériser le site sur le plan géologique par la présence de deux familles de sols :

- le substratum mamo-calcaire (Stampien en partie supérieure et marnes argileuses du Sannosien au-dessous). L'ouvrage est fondé dans ce substratum qui présente de très bonnes caractéristiques mécaniques (Pl de 0,3 à 0,5 MPa et plus).

- ce substratum est surmonté par des alluvions constituées d'argiles molles compressibles avec une couche sous-jacente sablo-graveleuse

d'une hauteur variant de 1,5 mètres à 5 mètres environ. Les tassements prévisibles de ces argiles ont nécessité une consolidation préalable du site, accélérée par drains. Les tassements supérieurs au mètre sont maintenant achevés ( au fluage près ).

Tous les appuis en rivière ont été réalisés à l'abri d'un batardeau (8,60 x 8,60 m) de palplanches Larsen IV S fichées dans la marnes et arasées à la cote + 5,35 NGF. Après achèvement de l'appui, ces palplanches connectées aux semelles ont été laissées en place et recépées au niveau du dessus des semelles de fondation.

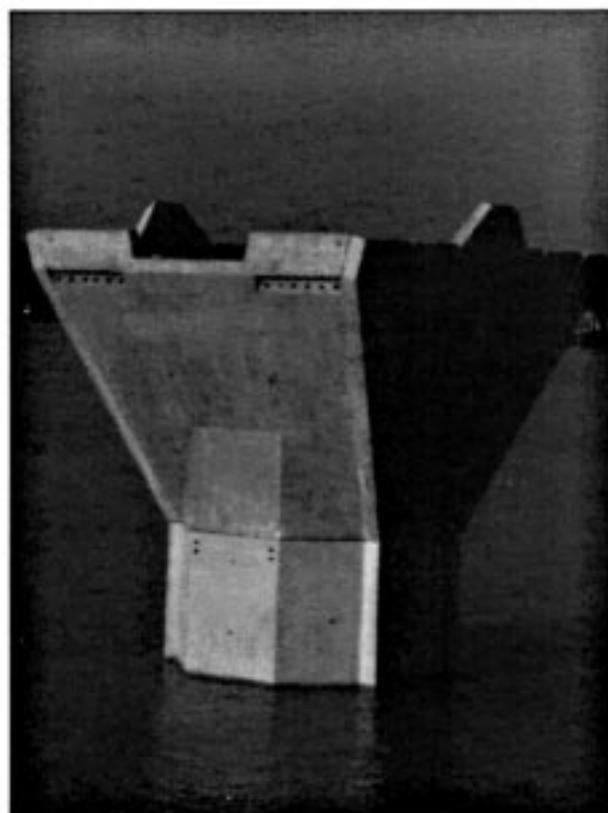
Les pieux de fondations de diamètre 2000 mm ont été réalisés à l'abri d'une chemise perdue en acier de 15 mm d'épaisseur ancrée dans la marnes d'environ 1 mètre. Sous cette chemise le forage a été poursuivi dans la marnes sous l'eau, pour réaliser l'encastrement des pieux de 6 à 8 mètres dans le substratum.

L'exécution des pieux se faisait, après blocage des chemises, par coulage sous l'eau d'un bouchon de béton d'environ 2 mètres connecté par aciers soudés aux chemises. Ces pieux armés ont été bétonnés sous l'eau à la goulotte. Tous les pieux ont été auscultés soniquement. De plus, la quasi-totalité des

pieux a été carottée pour s'assurer du bon contact entre leurs pointes et les marnes. Ces investigations ont conduit à injecter en pointe un nombre important de pieux en rivière. Les pieux réalisés, il devenait possible de vider le batardeau pour exécuter à sec les semelles et appuis.

Les appuis étaient constitués de viroles en béton préfabriquées, formant parement architecturé et servant de coffrage au noyau de béton armé, seul pris en compte comme section résistante. De même, la tête de pile de forme complexe est constituée de quatre plaques préfabriquées dans lesquelles est coulé le béton armé.

C'est dans cette tête que sont ancrés les câbles de clouage du voussoir sur pile. Cette tête de pile supporte les appuis définitifs, les plots d'appuis provisoires et les zones de vérinage du tablier. Des fosses de visite et d'entretien accessibles à par-



tir de l'intérieur du tablier y ont été aménagées.

Les culées comportant des chambres de tirage et d'inspection reposent chacune sur quatre pieux Ø 1200 mm encastrés dans la marne.

Les hypothèses de calculs prennent en compte le choc de bateau de catégorie A et la chute d'un voussoir. Elles suivent les spécifications du BAEL, BPEL, FOND 72 et les règles de justification des fondations sur pieux.

Les batardeaux et autres ouvrages provisoires ont été calculés comme des ouvrages définitifs avec prise en compte du courant et pondération des poussées hydrostatiques (marnage). La résistance à l'écrasement a nécessité deux niveaux de ceintures avec deux configurations différentes : butons en croix pour l'exécution des pieux, bracons obliques pour l'exécution des fûts de pile.

La stabilité au soulèvement était assurée par la mobilisation de l'ensemble des poids et la mobilisation des pieux à l'arrachement.

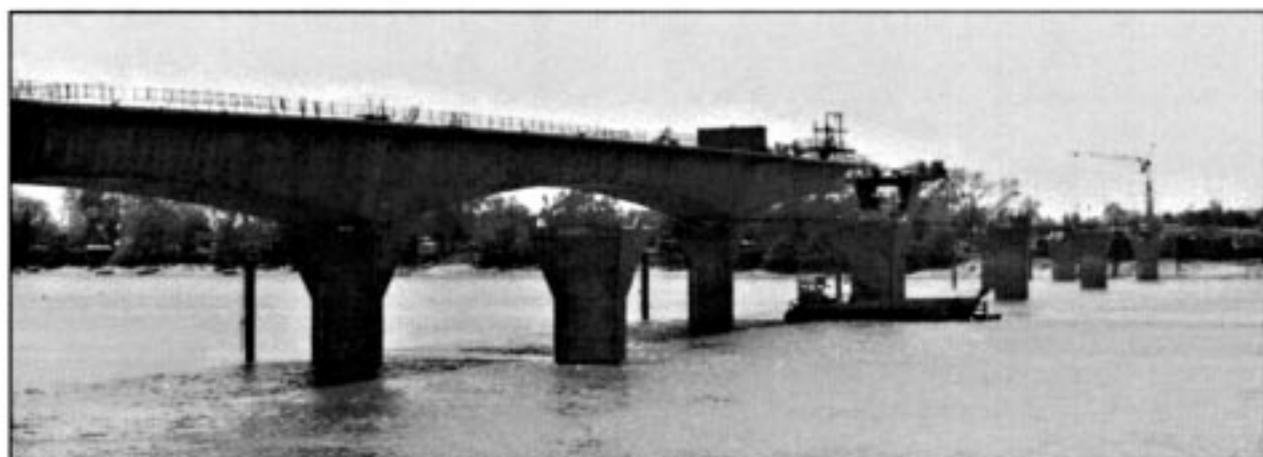
Pour l'ouvrage en service, la résistance de l'appui est calculée au choc de bateau en neutralisant une hauteur de 5 mètres du terrain pour tenir compte des risques d'affouillements.

L'effet de pointe reprend 2/3 à 3/4 des sollicitations aux ELU.

En ce qui concerne les sollicitations en tête de pile, il faut souligner que le choix du bouclage des câbles de solidarisation du VSP dans cette tête de pile (au lieu d'un bouclage dans la semelle) et la réduction de la section efficace due à l'utilisation des coques préfabriquées, a conduit à un ferrailage considérable de cette partie d'ouvrage.

Chaque tablier est constitué d'un caisson de quinze mètres de largeur, à deux âmes inclinées, dont la hauteur varie paraboliquement de six mètres sur pile à trois mètres à mi-travée.

Les voussoirs sont préfabriqués sur le site à l'aide de trois cellules: deux d'entre elles servent pour les voussoirs courants et les voussoirs sur culée, la troisième pour les voussoirs sur pile.



La méthode de pose par voie nautique, qui permet d'économiser sur la précontrainte de fléau, impose de concevoir des voussoirs plus légers et de disposer d'un système d'accrochage provisoire rapide à mettre en oeuvre. L'entreprise a prévu pour cela des barres de précontrainte Dywidag ancrées dans des bossages intérieurs aux caissons.

Chaque voussoir sur pile est constitué de deux demi-voussoirs préfabriqués, de 2,85 m de longueur. Le poids de ces demi-voussoirs - 135 t - dimensionne le matériel de pose.

Le VSP ainsi constitué présente une découpe trapézoïdale dans le sens longitudinal. Ce choix permet de réduire le poids des demi-voussoirs, et d'obtenir aussi un joint perpendiculaire à la fibre-moyenne.

Le VSP comporte d'importants épaisissements d'âme qui permettent le transfert des réactions d'appuis provisoires en construction, une traverse inférieure qui reprend la flexion due à l'effort de Résal, et deux entretoises qui assurent la transmission des charges verticales aux appuis définitifs. L'ensemble forme un cadre rigide qui résiste particulièrement bien aux sollicitations de torsion et de diffusion locale des efforts.

La précontrainte longitudinale du tablier est conçue pour satisfaire aux prescriptions de la classe I du règlement français des structures en béton précontraint, le BPEL.

Le câblage mis en oeuvre est constitué d'une précontrainte partiellement extérieure au béton. La précontrainte se compose de trois familles de câbles :

1- Les câbles de fléau sont mis en oeuvre au fur et à mesure de la pose des voussoirs par encorbellements successifs. Leur tracé est symétrique par rapport à l'axe de la pile qui porte le fléau.

Le nombre de câbles (dix-huit 12T15) par âme, a été déterminé de façon à ne reprendre que les efforts de poids propre. Les ancrages de ces câbles sont placés dans les bossages supérieurs, à l'intérieur des caissons, et pour quatre d'entre eux en tranche dans les âmes.

2- Les câbles extérieurs au béton, filant sur deux travées, sont mis en place après clavage des différents fléaux. Ces câbles assurent la reprise des efforts supplémentaires suivants: superstructures, gradient thermique, redistribution par fluage, charges d'exploitation.

Ils sont constitués de six paires de câbles 19T15 dans chaque travée courante et l'une des travées de rive, et de cinq paires dans l'autre travée de rive. Les câbles extérieurs ont aussi, grâce à leur tracé polygonal, pour rôle principal d'assurer en phase de service la réduction d'effort tranchant.

3- Les câbles de continuité intérieurs au béton sont situés dans les goussets inférieurs du cais-

son et sont ancrés dans les bossages inférieurs à proximité du voussoir déviateur.

Ils sont constitués de six paires de câbles 12T15 dans chaque travée courante et d'une paire de câbles 12T15 dans les travées de rive.

Ces câbles ont deux fonctions:

- utilisés comme câbles de clavage, ils solidarisent les fléaux entre eux et permettent de reprendre le gradient thermique durant la construction.

- utilisés comme câbles de continuité lors de la mise en service du pont, ils assurent le complément de précontrainte nécessaire à la reprise des efforts au milieu de la travée.

Les voussoirs sont amenés depuis l'aire de stockage jusqu'au ponton de transport par un portique sur rails; puis ils sont remorqués jusqu'à la verticale de leur position de pose. Ils sont ensuite hissés à l'aide d'une grue Manitowoc, montée sur un ponton de 50x22 m d'origine hollandaise.

Ce ponton est déplacé de part et d'autre de la pile pour réaliser la pose en encorbellement.



L'accrochage des voussoirs est réalisé temporairement par des barres Dywidag de 36 mm de diamètre avant de tendre les câbles de fléau.



Les joints sont encollés avec une résine époxyde.

Les tranches des voussoirs sont équipées de clés multiples réparties sur la hauteur des âmes et sur les hourdis, afin d'obtenir une bonne transmission des efforts dans le joint et une conjugaison parfaite.

Commencée en Mars 1992, la réalisation du pont d'ARCINS est maintenant bien avancée. L'exécution des fondations et des appuis est maintenant terminée. La pose des voussoirs qui a débuté au printemps 92 devrait s'achever normalement en Décembre 92.

**B. GREZES**  
**H. ABEL-MICHEL**  
**G. PEREZ**  
**C. OUTTERYCK**

### INTERVENANTS

**Maître d'Ouvrage :**

*ETAT : Ministère de l'Équipement,  
du Logement et des Transports*

**Maître d'Oeuvre :**

*DDE de la Gironde  
Service des Grands Travaux*

**Architecte :**

*Cabinet FAUP et ZIRK*

**Contrôle du projet d'exécution :**

*SETRA  
CETE du SUD-OUEST*

**Groupeement d'Entreprises :**

*SOGEA  
DODIN SUD  
CAMPENON BERNARD  
HE MAS*

---

## *Le Pont de Lourdes - Conception para-sismique*

**L**e projet du pont de Lourdes, appelé aussi pont du Lavedan, s'inscrit dans l'aménagement à 2 x 2 voies de la RN 21 entre les villes de Lourdes et d'Argelès-Gazost. Cet aménagement a pour but d'améliorer l'accès aux stations thermales et de sport d'hiver de la région de Causerets-Gavarnie, et de désenclaver les vallées pyrénéennes convergeant vers Lourdes.

Le pont sera construit à la sortie Sud de la ville de Lourdes, à quelques 2000 m de la célèbre grotte, haut-lieu de pèlerinage. Il franchira le Gave de Pau ainsi que la voie ferrée électrifiée Lourdes - Argelès.

Le canton de Lourdes est au coeur d'une région d'importante activité sismique dénommée le front Nord-pyrénéen, qui s'étend de Lourdes à Bagnères

de Bigorre, et qui subit de régulières secousses (environ une par an). Il est classé en zone 2 selon le nouveau zonage sismique de la France de 1985 qui compte quatre zones de 0 (activité nulle) à 3 (sismicité forte).

L'objet de notre article est de présenter quelques aspects de la conception para-sismique du pont prévue à l'avant-projet, et plus particulièrement la conception des appuis qui assurent la reprise des efforts sismiques.

A la suite de l'étude préliminaire, deux solutions ont été retenues : un pont en ossature mixte acier-béton, et un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs. Chaque solution comporte quatre travées. Les coupes longitudinales sont données sur la figure 1.

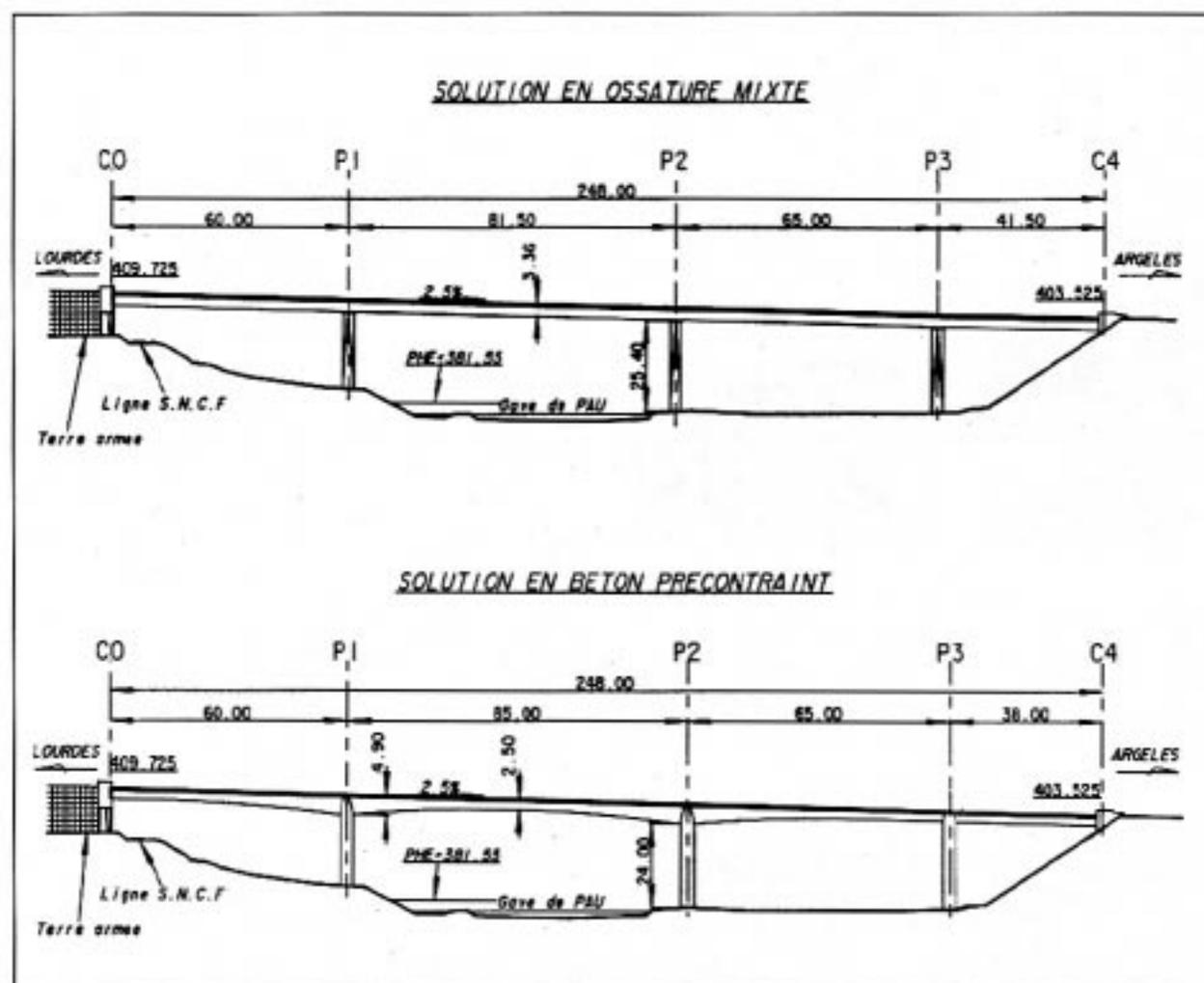


Figure 1

## Principes de conception

Les premières réflexions ont concerné le choix du spectre de réponse. Rappelons que le spectre donne l'intensité de la réponse sous séisme d'un mode propre de vibration d'un système donné, en fonction de la période du mode. On se reportera à la littérature sur le sujet pour plus de précision [1,2,3,4].

Le spectre a été fixé en suivant les recommandations AFPS 90 [3]. Son allure est donnée sur la figure 3. Il est deux fois plus fort que le spectre retenu pour le calcul du pont de Caramany (voir bulletin ouvrages d'art n°11, page 4, [4]).

Une fois le spectre choisi, nous avons réfléchi aux principes de la conception para-sismique. Nous savons dans ce domaine qu'il faut s'orienter vers des structures souples.

En effet, en simplifiant le problème et en supposant que le tablier est une masse fixée à des ressorts élastiques (les appuis), les périodes fondamentales de vibration du pont sont données par la relation :

$$T = 2 \pi \sqrt{m \cdot s}$$

m : masse du tablier  
s : souplesse des piles

En choisissant s grand, on décale la période vers la droite du spectre et on limite la réponse sismique.

Pour la **solution en ossature mixte**, trois options furent successivement envisagées (voir figure 2) :

**Option 1** : La pile est un fût en forme de I (plus souple qu'un caisson). Les appareils d'appui du tablier sont des néoprènes qui donnent toute la souplesse nécessaire. L'inconvénient de cette option est que le tablier risque de s'échapper de ses appuis si les néoprènes se déforment trop, et il faut donc placer des butées d'arrêt.

**Option 2** : La pile est toujours en I mais le tablier est bloqué sur des appareils d'appui fixes. Il n'y a plus de néoprène et de butée ; la souplesse est apportée uniquement par les fûts de pile. La souplesse est suffisante dans le sens longitudinal, mais trop faible dans le sens transversal.

**Option 3** : La pile est divisée en deux fûts indépendants, ce qui donne la souplesse transversale. Les appareils d'appui sont des rotules permettant les rotations dans toutes les directions.

## SOLUTION EN OSSATURE MIXTE

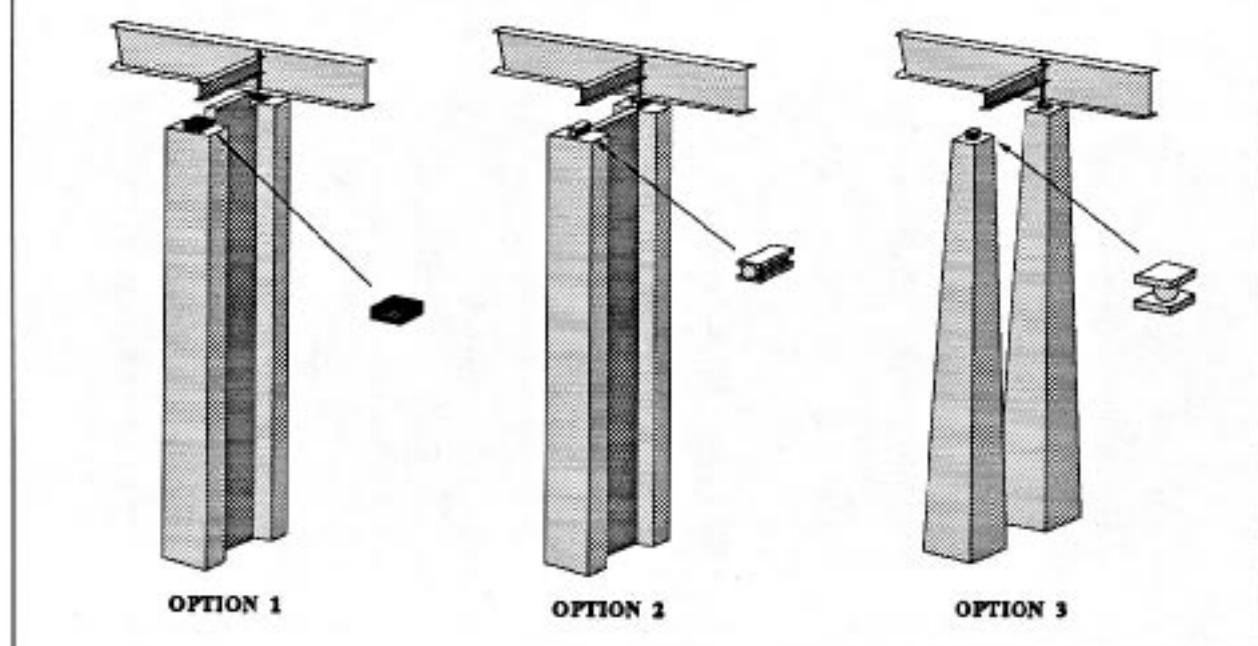


Figure 2

Dans tous les cas, sur culées, le tablier est sur appuis bloqués transversalement et glissants longitudinalement.

La figure 3 donne les périodes propres et les réponses des premiers modes de vibration dans chacune des options. Pour l'option 1, la période est satisfaisante, mais celle-ci est calculée avec un tablier ne heurtant pas les butées. Si le tablier bute, la réponse doit être majorée - il est d'ailleurs bien difficile de déterminer les efforts alors en jeu - et ceci devient moins satisfaisant. Nous avons finalement retenu l'option 3.

Si l'ouvrage avait eu des appuis plus courts, les fûts de l'option 3 auraient été trop rigides, et c'est l'option 1, dans laquelle on désolidarise le tablier des appuis, que nous aurions vraisemblablement choisie.

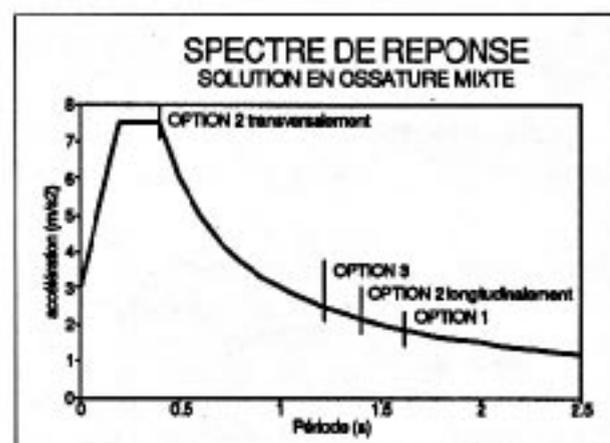


Figure 3

Pour la solution en béton précontraint, cinq types de conception furent comparées (voir figure 4) :

**Option 1 :** La pile est un caisson et le tablier s'appuie classiquement par l'intermédiaire de néoprène. Là encore, des butées empêchent le tablier de s'échapper.

**Option 2 :** Le tablier est encastré sur la pile. Celle-ci est constituée de deux voiles minces souples qui donnent la souplesse dans le sens longitudinal, mais pas suffisamment dans le sens transversal comme nous nous en sommes aperçus a posteriori.

**Option 3 :** Le tablier est toujours encastré et la pile est cette fois constituée de quatre colonnes minces surmontant un caisson qui assouplissent dans toutes les directions.

**Option 4 :** Les quatre fûts de la solution précédente sont élargis et descendus jusqu'au sol. Mais l'ouvrage devra être doublé à terme ; il y aura alors une forêt de huit fûts par ligne d'appui !

**Option 5 :** Pour éviter la forêt de la solution précédente, on réduit le nombre de fûts à deux par pile. Les fûts doivent être suffisamment épais dans le sens longitudinal pour résister au déséquilibre de fléau en cours de construction, et suffisamment souple vis-à-vis du séisme et pour se déformer sous l'effet des retraits et dilatations du tablier.

## SOLUTION EN BETON PRECONTRAINTE

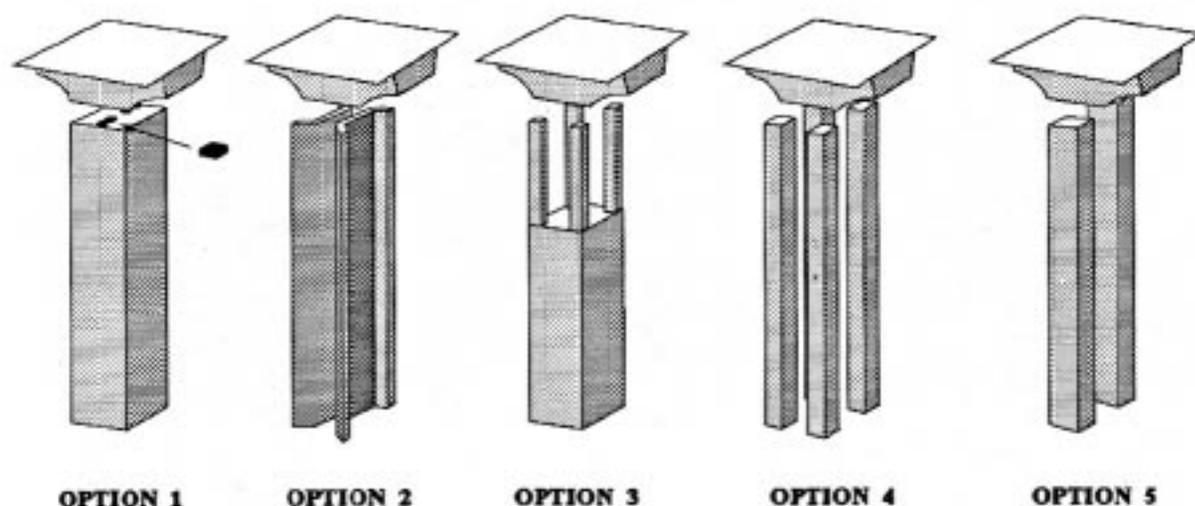


Figure 4

La figure 5 donne les périodes propres et les réponses des premiers modes de vibration dans chacune des options. Les solutions les plus favorables sont l'option 1 et 5. Mais pour les mêmes raisons que dans le cas de la solution métallique (majoration de la réponse de l'option 1 à cause des butées), nous avons retenu l'option 5.

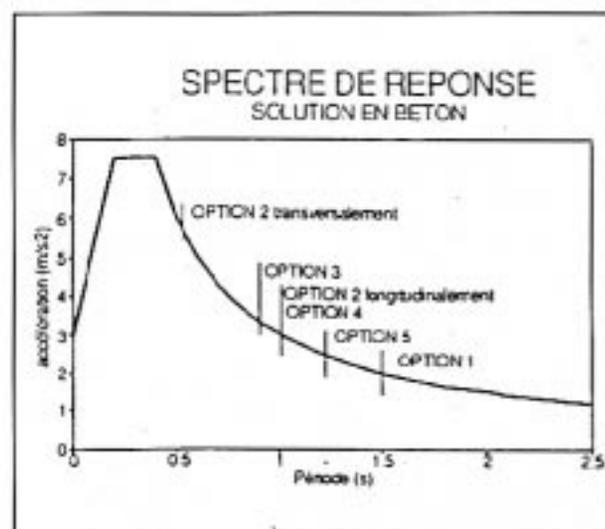


Figure 5

### Calcul de l'ouvrage

Le calcul de l'ouvrage a été mené en suivant les recommandations AFPS 90. Les étapes furent :

- 1 - Analyse modale (calcul des modes propres)
- 2 - Calcul de la réponse de chaque mode et cumul
- 3 - Réduction des efforts obtenus par un coefficient de comportement

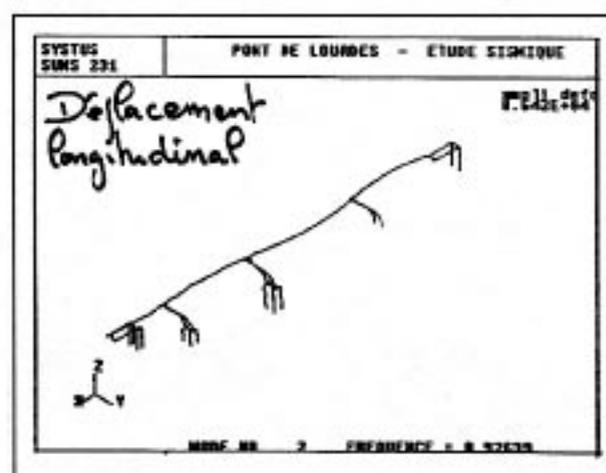
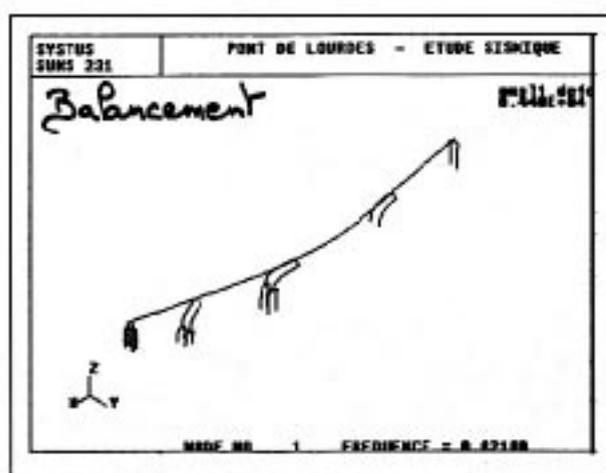
Au préalable, des calculs manuels de prédimensionnement avaient permis d'optimiser les dimensions des fûts de pile des solutions en béton précontraint et à ossature mixte.

Les premiers modes propres de vibration obtenus sont donnés sur la figure 6, pour chaque solution.

Le coefficient de comportement fut choisi égal à 1,5 à la suite de divers calculs transitoires non-linéaires simplifiés dont nous ne donnerons pas la teneur trop longue à développer ici.

Le ratio de ferrailage finalement obtenu est de 1,25 % en pied de pile (acier de flexion uniquement) et décroît dans la hauteur.

## Solution en ossature mixte



## Solution en béton précontraint

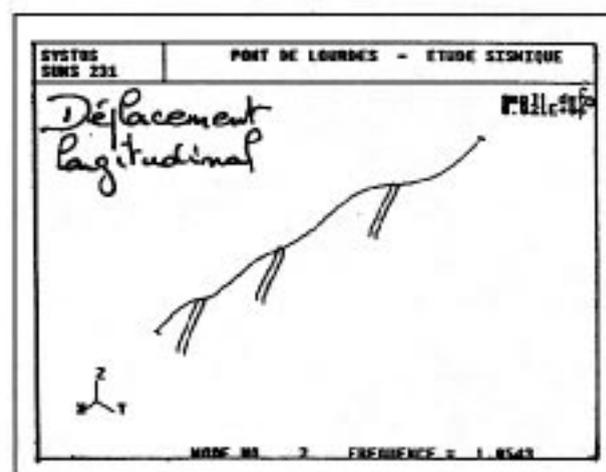
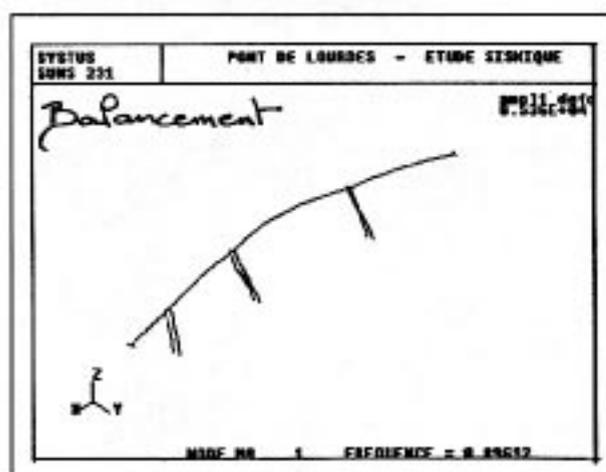


Figure 6

### Conception architecturale

Une fois les principes de conception des fûts de pile définis et le dimensionnement fait, il restait à trouver des formes harmonieuses. L'architecte du projet, Charles Lavigne, n'a pas manqué d'imagination. Témoin le croquis de la figure 7 qu'il a esquissé lors d'une réunion de travail.

De nombreuses solutions ont été dessinées. Deux furent retenues après réalisation de maquettes et de photo-montages. Elles sont données sur la figure 8.

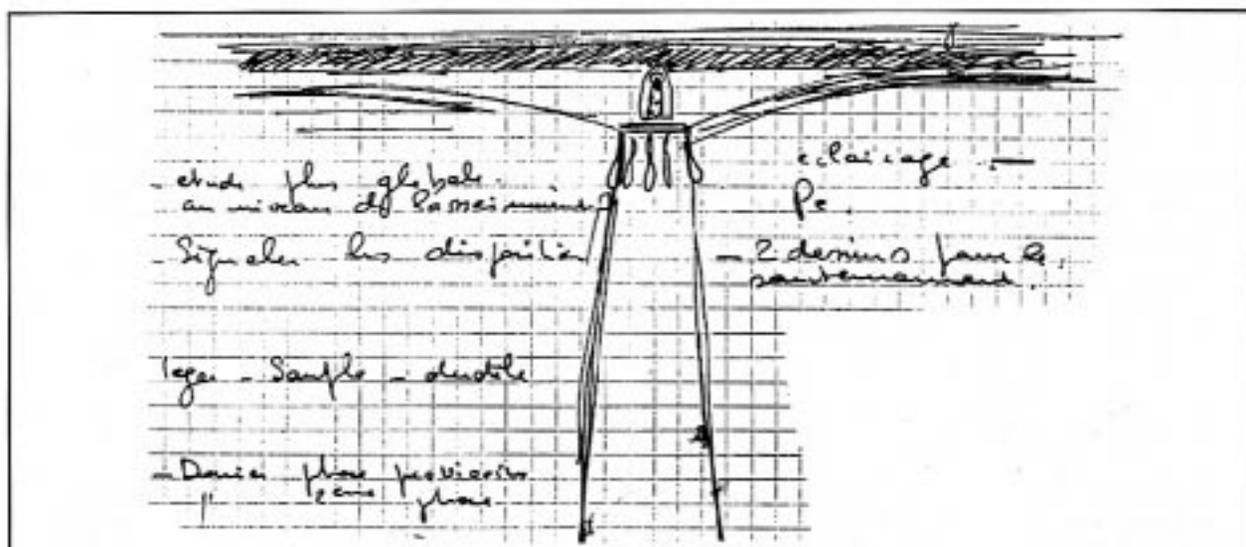
Pour le pont en ossature mixte, les piles travaillent comme des consoles encastées à leur base. Eric Conti avait esquissé une forme pyramidale avec une section carrée à la base décroissant dans la hauteur.

Charles Lavigne a très avantageusement traité cette forme en faisant tourner la section carrée du sommet de  $45^\circ$ , et en raccordant les côtés des carrés de base et de tête par des arêtes droites.

Pour la solution en béton, les fûts de pile travaillent en poutre bi-encastée (sur la semelle et sur le tablier). Ils ont une section constante à laquelle Charles Lavigne a donné une forme demi-elliptique.

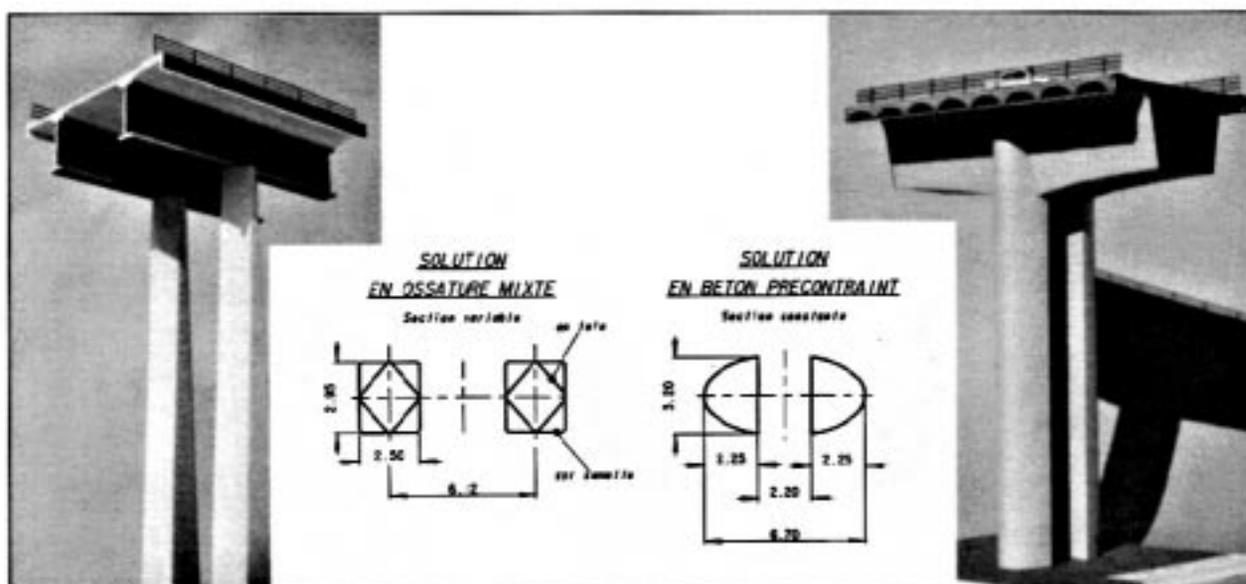
Les deux fûts demi-elliptiques face à face reconstituent l'unité de la pile.

La simplicité des formes facilitera la mise en oeuvre du ferrailage qui est assez dense.



Essai de fût de pile en chandelle pour le pont de Lourdes

Figure 7



Maquettes et dessins des fûts de pile retenus

Figure 8

## Conclusion

Le pont de Lourdes se situe dans une zone de sismicité assez forte et assez inhabituelle pour un grand ouvrage.

Les études d'avant-projet ont permis de développer des principes de conception para-sismique. Il nous est apparu que la structure la mieux adaptée est celle comportant des appuis à fûts multiples d'une grande souplesse et bloqués sur le tablier.

Les études furent aussi l'occasion de mettre en application les futures règles de calcul sismique. Nous reviendrons ultérieurement sur les leçons que nous en avons tirées.

**E. CONTI**  
**N. VIVIEN**  
**R. TARDY**

## Bibliographie :

- [1] Règles Parasismiques 1969 - Editions Eyrolles
- [2] Calcul dynamique des structures en zone sismique (A. Capra - V. Davidovici) - Editions Eyrolles
- [3] Recommandations AFPS 90 - Presses de l'ENPC
- [4] Bulletin ouvrages d'art n°11 (Janvier 1992)  
Conception para-sismique du pont de Caramany (page 4)
- [5] Analyse sismique simplifiée d'un pont à haubans - Le pont d'Evripos en Grèce (M. Virlogeux - J.F. Fontaine)  
Journées d'études AFPS-AFPC - St-Rémy-lès-C. - 17/18 Janvier 1991

## INTERVENANTS

**Maître d'Ouvrage :** ETAT

**Maître d'Oeuvre :**

DDE des Hautes-Pyrénées - Service  
des Grandes Infrastructures  
MM. GALLET et AUPETIT

**Architecte :** C. LAVIGNE

**Bureau d'études projet :**

CETE du Sud-Ouest - Division  
Ouvrages d'Art  
MM. GREZES et VIVIEN

**Conseil sur la conception para-sismique :**

SETRA - CTOA - Division des  
Grands Ouvrages  
MM. VIRLOGEUX, CONTI et TARDY

## Ouvrage de franchissement de l'Autoroute A1 à la Courneuve - PI 11

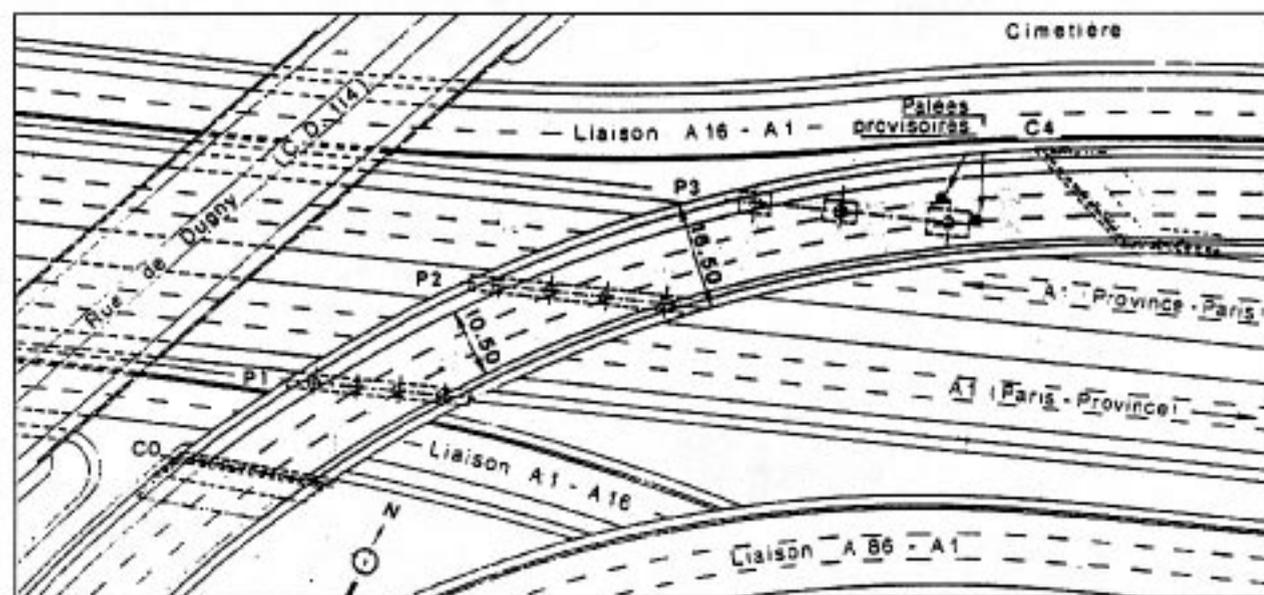
L'ouvrage PI 11 situé sur la commune de la COURNEUVE dans la Seine-Saint-Denis permet aux bretelles A1 - A16 de franchir l'Autoroute A1. La définition du tracé en plan se heurte à des contraintes d'emprise très sévères, nécessitant un rayon en plan de 200 m et des biais variables de 10 à 50 grades pour les appuis.

Le tablier est à ossature mixte avec quatre poutres métalliques de hauteur 1,40 m connectées à une dalle d'épaisseur moyenne de 22 cm. La longueur totale dans l'axe de l'ouvrage est de 135 m, avec des portées moyennes de 23-33-48 et 30 m. Les appuis d'extrémités sont constitués par des culées à mur de front, et les piles intermédiaires par un fût cylin-

drique sous chaque poutre. La poutre intérieure ne comporte pas d'appui sur P3, elle est accrochée à la poutre adjacente par une pièce de pont rigide. En effet la courbure et le biais à cette extrémité sont tels qu'un appareil d'appui dans le prolongement de la pile P3 serait confondu avec son homologue sur la culée C4.

### Différents types d'ouvrages envisagés

L'étude préliminaire a examiné des solutions à tablier en béton précontraint et mixte à 2 travées. L'I.G.O.A. avait proposé un ouvrage type "double tranchée couverte SNCF" constitué d'une dalle précontrainte sur des portiques enjambant l'autoroute.



Vue en plan

A l'A.P.O.A., deux solutions ont été étudiées : la double tranchée couverte en béton et un pont à quatre travées, en ossature mixte à quatre poutres fortement entretoisées. Le SETRA a également proposé le principe d'une solution en ossature mixte, à quatre travées, formé par un caisson métallique très étroit équipé de larges consoles latérales. Cette structure permettait d'éviter les lignes d'appui biaisés, aussi bien sur piles que sur culées. La charpente pouvait être entièrement lancée, sans aucune opération d'assemblage au-dessus du trafic de l'autoroute A1. On pouvait même envisager le lancement avec un coffrage perdu pour la dalle. Cette solution nécessitait un délai d'étude supplémentaire, qui a été jugé incompatible avec le planning général de l'opération. La Direction Départementale de l'Équipement a donc lancé l'appel d'offres uniquement sur la solution à quatre poutres.

### Calculs justificatifs du tablier

La géométrie complexe et les conditions d'appui inhabituels du tablier ont nécessité un calcul aux éléments finis dès l'A.P.O.A. A l'exécution ces calculs ont été menés avec le logiciel SYSTUS. Un premier maillage en grille de poutre a donné les descentes des charges ainsi qu'un dimensionnement des sections de la charpente. Ces sections ont été vérifiées avec un modèle spatial constitué de plaques et de poutres. Les deux modélisations ont permis d'avoir

une idée précise du fonctionnement mécanique de la structure. Une troisième modélisation constituée des poutres croisées tridimensionnelles a été mise au point pour le contrôle des études.

La comparaison des déformations montre une trop grande rigidité du modèle E.F., en effet les mailles coques spatiales à 4 nœuds se caractérisent par une raideur excessive en flexion.

Des vérifications avec le camion de fatigue BF1 trafic autoroutier lourd ( $c = 1,45$ ) ont conduit à renforcer les semelles des poutres en travée de rive pour la poutre extérieure sous voie de droite.

### Lancement de l'ossature

La charpente métallique a été lancée depuis la culée C0 sur les 2 poutres intérieures seulement. Ces opérations ont été très difficiles du fait de la courbure, et toutes les étapes avaient dû être soigneusement justifiées par le calcul.

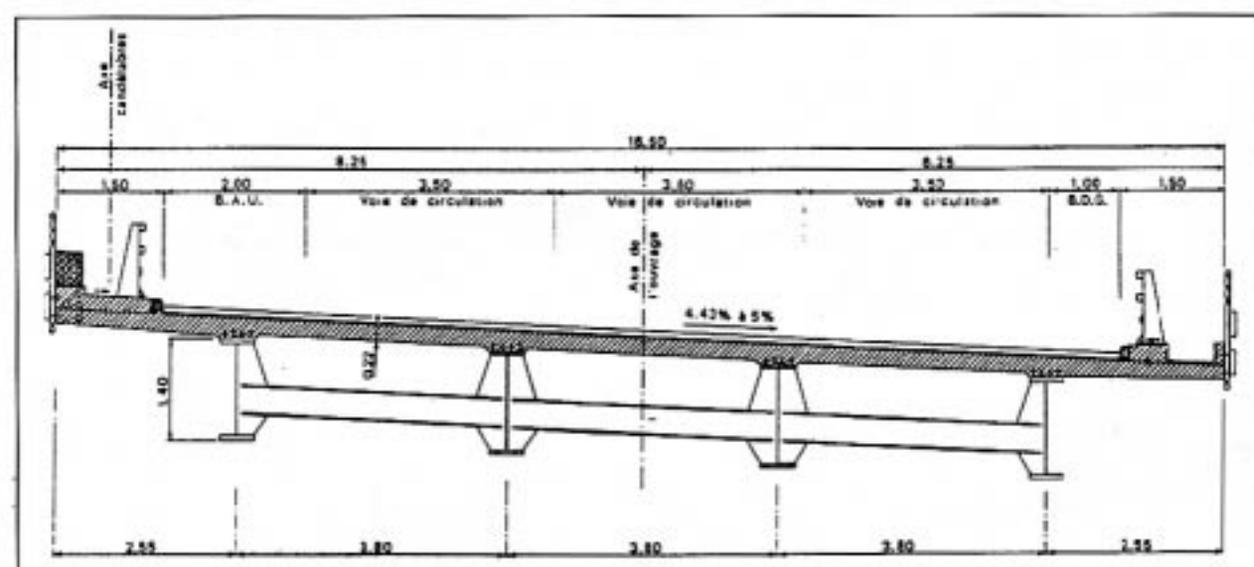
Un ouvrage d'une géométrie si complexe, mis en place par lancement au-dessus d'une autoroute à grande circulation, confirme les possibilités extrêmes des ossatures mixtes acier-béton.

**Quantités mises en œuvre pour le tablier :**

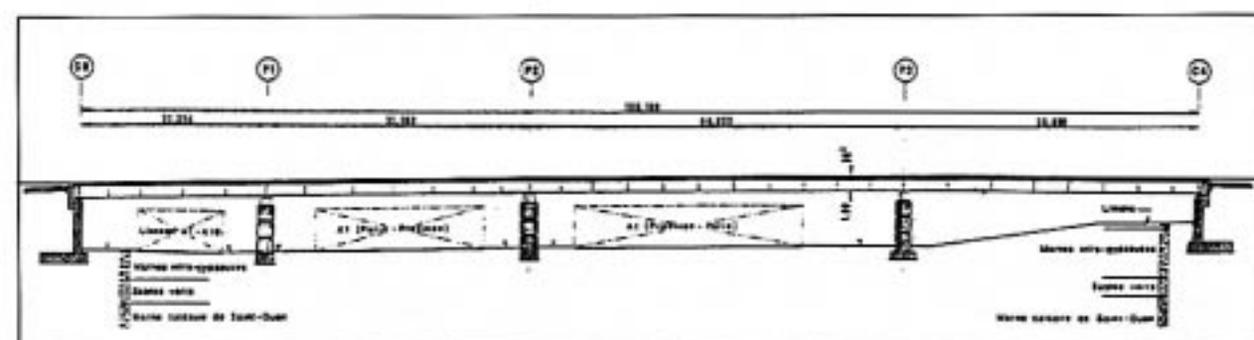
**Béton : 580 m<sup>3</sup> - Armatures : 260 kg/m<sup>3</sup>**

**Charpente : 384 T avec Connecteurs 6 T**

W. HOORPAH



Coupe transversale en travée



Coupe longitudinale

## INTERVENANTS

**Maître d'ouvrage :** ETAT

**Maître d'œuvre :**

D.D.E. de la SEINE-SAINT-DENIS

**Architectes :** LACROIX et FREYSSINET

**Bureau d'études :**

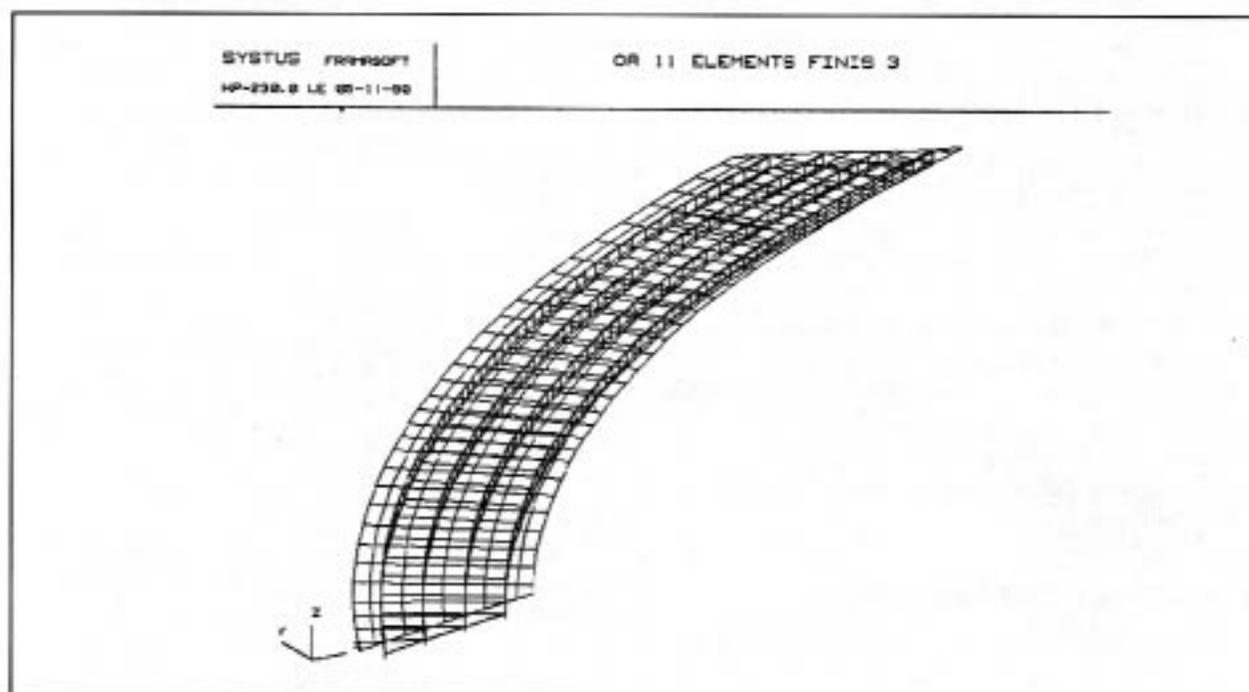
• Conception et Contrôle  
D.R.E.I.F. - SOGELERG

• Conseil  
SOFRESID

• Exécution  
S.E.R. FOUCAULT

**Entreprises :**

LECAT et A.C. PAIMBŒUF



## Ouvrage monobéquille sur la déviation de la Mothe - Autoroute A75 en Lozère

**L**a Décision Ministérielle du C.I.A.T. en date du 13 avril 1987, entérinée par le conseil des ministres du 10 février 1988, définit un nouvel objectif pour l'aménagement de la RN 9 entre Clermont-Ferrand et l'autoroute A9, à savoir la mise à 2x2 voies à caractéristiques autoroutières.

Ce nouvel axe dénommé A75, assurant la liaison Clermont-Ferrand/Béziers traverse le département de la Lozère sur une longueur totale de 66 km.

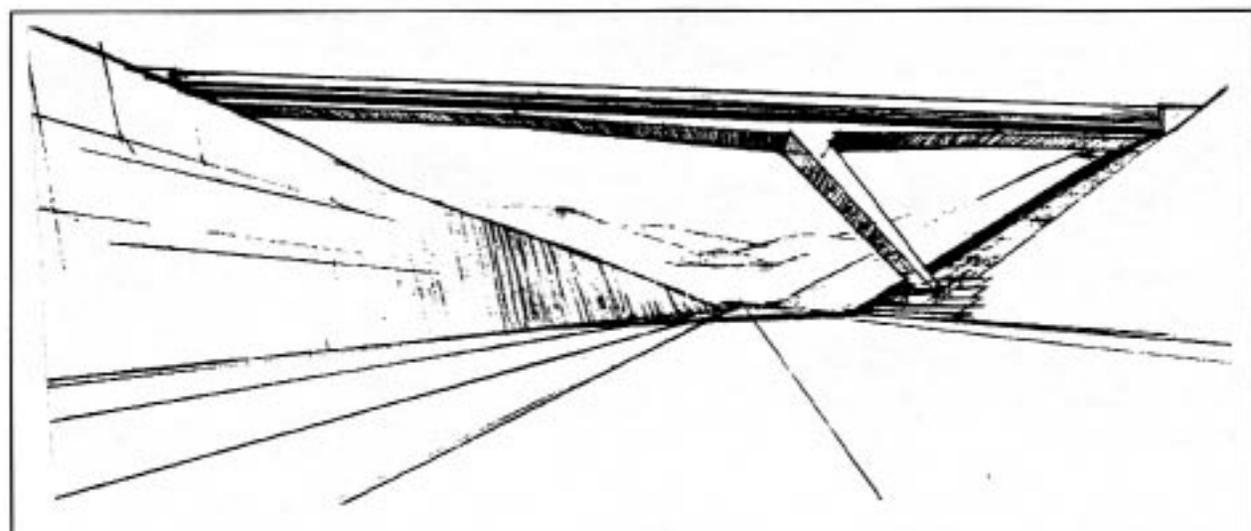
### La déviation de la Mothe

Dans sa partie Sud, l'autoroute A 75 contourne l'agglomération de LA MOTHE en Lozère, en empruntant les flans de la vallée du Lot sur le bord

oriental de la montagne d'Aubrac.

Comme conséquence du relief montagneux, déblais et remblais se succèdent tout au long du tracé de cette déviation. C'est ainsi qu'au droit du rétablissement de la RD 52, les déblais rocheux atteignent une hauteur de 15 m pour une largeur de brèche d'environ 50 m en crête de déblai.

Réalisation exemplaire, l'autoroute A 75 est l'enjeu d'un aménagement paysager et architectural d'ensemble. Cette volonté d'insertion et de mise en valeur se manifeste particulièrement au niveau de la conception des ouvrages d'art. L'ouvrage de rétablissement de la RD 52 traduit cette volonté de mise en valeur du site et de qualité des ouvrages.



## Le site et la brèche

Situé en point haut du profil autoroutier, dans une portion où le tracé en plan permet un bon dégagement visuel, le rétablissement de la RD 52 constituait de toute évidence un ouvrage pour lequel une recherche particulière était nécessaire.

Le relief accusé de tout le secteur, la hauteur des déblais rocheux entaillant profondément la colline et dégagant un garabit surabondant, la nature même des terrains en place, ont très vite orienté les concepteurs, architecte et ingénieurs, vers un ouvrage à béquilles, dont la géométrie et le mode de fonctionnement sont bien adaptés au site.

## Un ouvrage monobéquille

L'architecte, M. Berdj Mikaelian, résume ainsi le cheminement des réflexions :

“ Les caractéristiques d'un tel site conduisent à écarter les solutions d'ouvrage traditionnel à travées multiples : les rapports volumétriques hauteur des piles/largeur de la voie supportée/dimension des travées, peu harmonieux, auraient ainsi conféré à cet ouvrage une silhouette frêle, peu sécurisante.

Toutes les solutions non traditionnelles ne peuvent pas pour autant être envisagées; en effet :

- les structures haubanées semblent trop sophistiquées et d'une insertion dans un tel site, peu probante;

- les ouvrages en arc, de silhouette compatible avec le site, auraient sans doute posé des problèmes d'exécution, sans rapport avec l'importance de la voie à rétablir.

Le choix s'est donc porté sur le pont à béquille”.

Enfin, la pente accentuée du profil en long de la RD 52 (7%), la dissymétrie des talus autoroutiers liée aux caractéristiques géologiques et géotechniques des terrains en place (déblai à 1/5 à l'amont et à 1/1 à l'aval) ont conduit à la conception d'un ouvrage également dissymétrique à l'allure audacieuse : un ouvrage à béquille unique, “... un ouvrage qui dynamise le site traversé et dont il devient un élément majeur”.

“ Au-delà de sa simple fonctionnalité, il est probable que cet ouvrage fera office de signal à l'entrée de la vallée du Lot”.

## Les caractéristiques géotechniques de la brèche

La première campagne générale de reconnaissance des sols a été complétée en fin d'année 1990 par une campagne spécifique à l'ouvrage, puis par une campagne de confirmation en cours d'approbation de l'APOA.

Retenons simplement que :

- le déblai autoroutier est creusé dans les formations de l'Hettangien, constituées de calaires et marnes. Ces couches sont très hétérogènes au droit de l'ouvrage, tant pour ce qui est de l'épaisseur de couverture que des caractéristiques mécaniques des niveaux en place.

- cette hétérogénéité, ainsi que les niveaux différents de fondation des appuis de l'ouvrage, conduisent à des fondations de nature variant d'un appui à un autre.

- la raideur des talus de l'autoroute (1 pour 5 côté amont, 1 pour 1 côté aval) taillés dans des formations parfois altérées, rend nécessaire la protection des parements sous ouvrage.

- côté amont, les couches de sol présentent un pendage défavorable, d'environ 15° avec l'horizontale et dirigé vers la tranchée. Entre chaque couche calcaire, des interlits marneux constituent des plans de glissement potentiels. Il a donc été nécessaire d'améliorer la stabilité du talus amont qui supporte de surcroît un appui de l'ouvrage.

## La conception et la structure

### CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES

Le tracé en plan de la RD 52 est une droite, sauf à proximité de l'about. L'ouvrage est néanmoins rectiligne, les largeurs des trottoirs légèrement variables permettant d'adopter cette simplification de coffrage.



Le principe de conception de cet appui résulte des considérations suivantes :

- en premier lieu, un calcul de l'ouvrage est effectué sous toutes les combinaisons de charges réglementaires. L'axe de l'articulation est donné par la direction de la réaction d'appui résultant de la combinaison quasi-permanente. On vérifie que l'inclinaison des réactions résultant des autres combinaisons de charges ne présentent qu'une faible variation autour de cet axe.

La face avant du bossage de l'articulation est alors prise perpendiculairement à cet axe, pour son bon fonctionnement.

- l'inclinaison de la face de contact semelle-sol est déterminée selon le même principe, de façon à ce que la résultante générale transmise par la culée au sol, soit sensiblement perpendiculaire à cette surface, et si possible centrée, pour éviter les risques de compression excessive ou de décollement de la semelle.

Dans le cas de cet ouvrage, l'axe de l'articulation est à  $72^\circ$  sur la verticale, et la variation des lignes de réaction autour de cet axe est de  $-6^\circ$  à  $+3^\circ$ .

Quant à la face de contact semelle-sol, son inclinaison est de  $35^\circ$  par rapport à la verticale.

Sur la **culée aval**, un déplacement horizontal de 3 à 4 cm du tablier est prévisible. Pour absorber ce déplacement, un surdimensionnement des appareils d'appui en hauteur n'est pas souhaitable. La solution consiste en un vérinage en fin de chantier pour la remise à zéro des appareils d'appui afin de limiter la valeur du déplacement en service.

## Les fondations

### CULEE AMONT

La culée amont est implantée dans des couches de marno-calcaires aux caractéristiques mécaniques suffisantes pour permettre une fondation superficielle, et un coulage à pleine fouille, exécuté rapidement après les terrassements.

Cependant le pendage défavorable des marno-calcaires nécessite un confortement par clouage de ce talus amont qui mesure une quinzaine de mètres de haut.

Le confortement de ce talus est assuré par trois groupes de clous en acier HA tous inclinés à  $30^\circ$  sur l'horizontale.

Le premier groupe mis en oeuvre en arrière de la culée amont, et le second en crête de déblai ont surtout un rôle conservatoire pour le talus.

Le troisième groupe en pied de talus assure la stabilité d'ensemble.

### CULEE AVAL

La culée aval se situe dans des colluvions aux caractéristiques géotechniques moyennes, mais surtout surmontant à son extrémité Sud, une couche de matériaux de remplissage insuffisamment résistante (entre 7 à 9 m sous le T.N.).

Il a donc été décidé de fonder cette culée sur des micropieux ancrés dans les marno-calcaires de l'Hettangien. Ces micropieux sont constitués de tubes en acier de type pétrolier sur toute leur hauteur.

L'intérêt d'employer des micropieux est que cette technique est mise en oeuvre avec le même matériel que celui employé côté amont pour le renforcement du talus.

### PIED DE BEQUILLE

La semelle de fondation de la béquille se trouve dans les niveaux altérés et fracturés de l'Hettangien mais de bonnes caractéristiques et avec un pendage favorable.

## Le dispositif de retenue et les traitements architecturaux

La forte pente de l'ouvrage, la hauteur de la brèche franchie et la proximité d'un virage conduisent à équiper l'ouvrage d'une barrière de type BN 4 à barreaudage vertical. Il est prévu de souligner la main courante par une peinture de couleur ocre foncé.

La transition entre la barrière et la glissière hors ouvrage est masquée par des murets sur culée, dont les parements sont traités architecturalement.

Le parement amont est protégé par un perré maçonné solidarisé aux clous par l'intermédiaire d'un treillis soudé. Ce perré est composé de pierre calcaire, recoupé d'assises en granit; le soubassement et le couronnement sont également en granit.

Entre le pied de la béquille et la plateforme autoroutière, le raidissement du déblai sera obtenu par mise en place d'éléments préfabriqués en béton, formant soutènement végétalisable.

Le talus aval entre le pied de la béquille et la culée aval est perreyé par des dalles de pierre posées en opus incertum.

## Le phasage de construction

### REALISATION DES TERRASSEMENTS

Le marché de travaux des ouvrages d'art de la déviation de LA MOTHE a été lancé avant celui des terrassements généraux.

Ceci impliquait donc de réaliser dans le cadre de ce marché particulier, les terrassements nécessaires à l'exécution de l'ouvrage, cette disposition simplifiant également les problèmes de responsabilité.

Ces terrassements consistaient en des déblais rocheux. L'usage d'explosifs, à proximité des zones d'appui et sous l'ouvrage réalisé étant à éviter, l'entreprise a choisi de réaliser entièrement le terrassement sous le futur ouvrage, puis ensuite de créer une plateforme de remblai sur une hauteur de 3 m pour faciliter l'exécution de l'ouvrage en limitant la hauteur du cintre.

## EXECUTION DE L'OUVRAGE

Le bétonnage de l'ouvrage est réalisé en trois phases : deux levées pour la béquille et bétonnage en une journée pour le tablier.

Un soin tout particulier a été apporté à la réalisation de l'étalement et notamment de la partie soutenant la béquille qui reprend à la fois des efforts verticaux et des efforts horizontaux importants.

## Le coût de l'opération

Le coût total de cet ouvrage, y compris les terrassements, est de 7 MF.

Le coût unitaire au mètre carré, hormis les terrassements de la plateforme autoroutière, est de 9700 F TTC.

A. BOURJOT  
P.T. SIMONET

## INTERVENANTS

**Maître d'ouvrage :** Etat

**Maître d'oeuvre :** DDE de la Lozère

**Architecte :** B. Mikaelian

**Etudes DCE :** I.O.A. - SETRA

**Entreprise :** Gardiol

**Etudes d'exécution :** CECTRAL

**Bureau de contrôle :**

A. Stefanini, Ingénieur conseil

# 2

## Techniques particulières

### *Expériences françaises de poussage des ponts en ossature mixte acier-béton avec la dalle*

**L**a première technique employée au-dessus de l'autoroute A8 à Cannes, utilisait des patins néoprène-téflon placés sous la poutre métallique en certains points fixes raidis. Ce mode de montage a permis de franchir des portées de 23 mètres avec la dalle.

Une seconde expérience pour l'autoroute Paris-Rouen à Rocquencourt a mis en oeuvre la technique plus classique de lançage au moyen de chaises à galets et d'une palée. Un plot de trente mètres de long seulement, au centre d'une travée d'environ cinquante mètres de portée a été poussé avec l'ossature métallique.

La technique de poussage utilisée à Cannes nous semble la plus prometteuse. En raison des faibles portées, le poussage du tablier entièrement fini à l'avance sur remblai n'a pas nécessité à Cannes de renforcement de la structure. Avec des portées plus importantes, il convient en revanche d'introduire une précontrainte longitudinale dans le béton du hourdis pour éviter l'ouverture de fissures dans la dalle du tablier. Cette précontrainte peut être laissée en place à titre définitif, ce qui assure à l'ouvrage une dalle de meilleure qualité. Nous avons mis au point au SETRA, avec Hélène Abel-Michel, le projet d'un troisième ouvrage, pour le franchissement des voies du chemin de fer rapide T.G.V. à Avignon, sous la direction de Michel Virlogeux.

#### VIADUCS DE LA CROIX VERTE SUR LA ROCADE D'AVIGNON

Les deux viaducs de la Croix Verte permettront à la rocade d'Avignon de franchir les voies du Train à Grande Vitesse entre Paris-Lyon et Marseille.

#### Caractéristiques géométriques.

Le pont décrit en plan un arc de cercle de 250 m de rayon et franchit le remblai S.N.C.F. avec un biais de 0.78 radian. L'ouvrage comporte deux tabliers séparés. Le rythme des travées diffère légèrement pour chaque tablier, avec des portées de 30.60 m - 40.75 m - 40.75 m et 26.50 m pour l'ouvrage intérieur à la courbe, soit 138.60 m de longueur. Le profil en long se développe selon un cercle de 3000 m de rayon. La voie ferrée est surélevée de cinq mètres par rapport au terrain naturel, son gabarit impose donc pour l'ouvrage des piles et des remblais d'accès d'une hauteur de dix mètres environ.

#### Caractéristiques techniques.

La section transversale de la charpente métallique est constituée d'un petit caisson rectangulaire de 1.35 m de hauteur et de 3.60 m de largeur. Ces dimensions réduites en facilitent le transport. Cependant, le caisson prévu reste visitable. L'épaisseur constante de la dalle est de 0.22 m. L'ensemble formé du caisson et de la dalle est incliné à

6% pour introduire le dévers transversal de l'ouvrage. Les encorbellements de la dalle sont soutenus tous les quatre mètres par des pièces de pont de hauteur variable. Au niveau de leur attache sur le caisson, les pièces de pont sont aussi hautes que celui-ci. Les efforts venant de ces pièces sont donc directement transmis aux tôles du caisson.



Figure 1 : mise en place du coffrage à Cannes

#### Pourquoi pousser avec la dalle ?

Le franchissement de la ligne SNCF, avec l'obligation de dégager un gabarit de 5.80 m au-dessus des rails, est la principale contrainte de ce projet. Les solutions classiques en béton ne sont pas adaptées, en raison de l'encombrement des coffrages pour les solutions coulées sur cintre, ou en raison de la grande hauteur des caissons pour les solutions



Figure 3 : montage du pont de Rocquencourt

prises en place par poussage. Une solution en béton constituée de voussoirs préfabriqués, posés à l'aide d'un mât de haubanage provisoire, serait compatible avec les contraintes de géométrie, mais les consignes de sécurité interdisent de telles manoeuvres au-dessus des lignes SNCF en exploitation.

Pour un ouvrage en ossature mixte acier-béton, le coulage en place de la dalle soulèverait d'importantes difficultés. En effet, la dalle doit être réalisée par plots, en bétonnant en dernier les plots situés au voisinage des appuis pour limiter les tractions dans le hourdis. Quel que soit le phasage de bétonnage, ces opérations nécessitent la manutention d'outils coffrants. Le décoffrage est à nouveau une opération dangereuse qui nécessite la coupure de l'électricité dans les lignes à haute tension alimentant en énergie les véhicules de la SNCF. La manutention d'armatures lors de l'assemblage in situ du ferrailage présente elle aussi des risques pour le personnel du chantier.

L'utilisation de bacs nervurés en acier, servant de coffrages perdus, serait une contrainte qui viendrait réduire à trois mètres environ l'espacement entre les pièces de pont : cette portée permet de limiter la flèche des bacs au bétonnage, la mise en oeuvre de supports provisoires intermédiaires étant exclue au-dessus des voies ferrées. En outre, une mauvaise durabilité dans le temps des bacs en acier peut faire craindre, à terme, la chute d'éléments de bacs.



Figure 2 : montage et détails de la pile à Cannes

Ces contraintes très fortes de mise en place d'un pont au-dessus de voies ferrées elles-mêmes en remblai, alliées à des contraintes d'élançement, nous ont donc conduits à envisager trois solutions :

- pont entièrement métallique à dalle orthotrope,
- pont métallique à dalle mixte de type Robinson,
- pont en ossature mixte acier-béton poussé après le bétonnage de la dalle dans la partie surplombant les voies SNCF. Nous estimons que cette dernière solution est la plus économique.

La structure en ossature mixte béton-acier, mise en place toute entière par poussage, réduit les interventions au-dessus des voies ferrées. La section en forme de caisson métallique fermé (figure 4) reposant sur des piles à fût unique évite les appuis espacés en plan d'une solution du type bipoutre, qui imposerait un biais peu mécanique sur piles, en raison du remblai SNCF. De plus, les fondations sont moins encombrantes. Les âmes verticales du caisson sont enfin aussi bien adaptées au poussage avec la dalle.

#### Une technique de poussage semblable à celle de Cannes

Nous avons prévu de faire glisser le tablier sur des longrines de 4,50 m de long placées en têtes des piles. Les patins de glissement sont constitués d'une épaisseur de néoprène revêtu de téflon sur leur face inférieure. Ils sont introduits en cours de poussage, tous les quatre mètres, entre le caisson et les profilés solidaires de la pile. De cette manière, on est assuré que le tablier repose toujours sur les longrines par l'intermédiaire d'une paire de patins, et que les efforts transitent toujours dans l'âme du caisson dans une zone où elle est localement renforcée par la pièce de pont.

La dimension des patins est de 0,50 m par 0,50 m. L'âme du caisson étant soudée à quelques centimètres du bord du fond de caisson, les patins sont excentrés par rapport aux âmes et doivent de ce fait être disposés aux droits des pièces de pont qui

diaphragment le caisson. Ces diaphragmes sont raidis dans leur partie inférieure par un petit mouchoir triangulaire. L'épaisseur des patins doit rester suffisante pour que dans les phases où l'intrados du tablier n'est pas parallèle à la longrine, on ne risque pas de contact direct entre le fond de caisson et la longrine. En outre, des raidisseurs verticaux supplémentaires de l'âme sont prévus à mi-chemin entre chaque pièce de pont. Cette disposition offre un point de vérinage raidi en cas de problèmes de glissement des patins.

La tête de pile est munie d'un dispositif particulier de poussage. La section de la pile a été provisoirement renforcée par des tubes métalliques remplis de béton, facilement démontables, qui soutiennent les longrines de glissement et doublent la raideur de la pile.

#### Cinématique de construction

Les formes purement circulaires du tracé en plan et du profil en long ont été choisies de manière à faciliter le mode de construction par poussage de la structure mixte acier-béton. La charpente est d'abord assemblée sur le remblai d'accès du côté Nord. Sur ce remblai, le bétonnage de la dalle peut être réalisé par exemple à l'aide d'un outil coffrant prenant appui sur l'ossature. Celle-ci est alors étayée sur le remblai par des appuis intermédiaires qui bloquent ses déformations.

Des câbles du type 4T15, alors mis en tension, assurent une précontrainte longitudinale de la dalle. Ces câbles sont répartis en trois familles correspondant aux plots de bétonnage. Leur mise en tension est effectuée aussi en trois étapes, après que le béton ait atteint une résistance suffisante. Pour chacune des trois familles, la répartition transversale des câbles est à peu près uniforme dans la section de la dalle.

La longueur de dalle bétonnée à l'avance est de 90 m alors que l'ouvrage extérieur mesure 138,50 m de long. Cette disposition permet d'utiliser la charpente elle-même comme avant- bec et

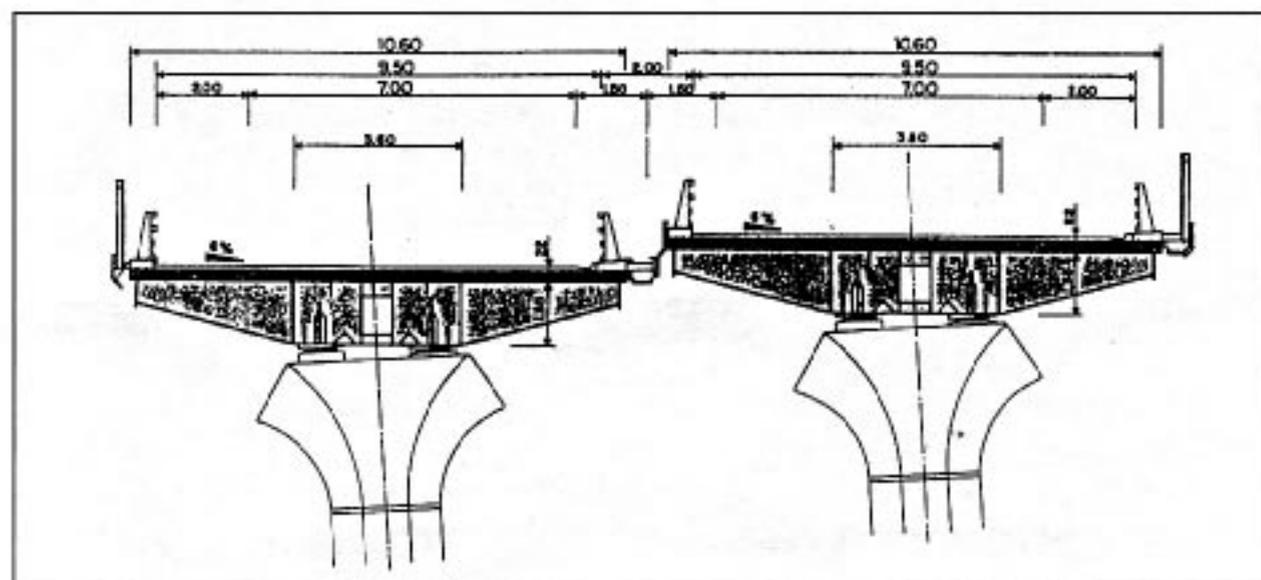


Figure 4 : coupe transversale des ponts de la Croix Verte

comme arrière-bec. Une grande zone non bétonnée est nécessaire à l'avant, pour limiter les moments fléchissants négatifs d'encorbellement en cours de poussage.

Un avant-bec complémentaire, dont la longueur correspond à la différence des portées centrales et des portées de rive, permet de faire coïncider les zones les plus sollicitées en phase de poussage et en phase définitive. Une zone arrière non bétonnée permet de la même manière de limiter les moments négatifs de la console arrière.

Pour soutenir l'action de la précontrainte, nous avons imaginé de donner à l'ossature métallique une "pré-cambrure" qui s'ajoute à la contre-flèche habituelle de fabrication (figure 5). La pré-cambrure de l'ouvrage est obtenue en usine par le découpage des âmes selon une contre-flèche précise. La dalle est bétonnée - pour les 90 m concernés - sur la charpente ainsi cambrée. Après que le béton ait atteint la résistance suffisante, une dénivellation d'appui, pratiquée avant poussage, redonne la bonne géométrie, et assure la mise en compression de la dalle grâce au moment fléchissant favorable. La structure mixte sur 90 mètres est ainsi descendue sur des appuis de poussage espacés de 24 mètres. Ces appuis sont fondés sur pieux métalliques battus dans le remblai pour éviter tout

tassement. La compression obtenue dans le hourdis en cours de poussage, avec les systèmes hyperstatiques successifs, n'est pas affectée par le fluage du béton, et une part seulement du retrait est à prendre en compte. En phase définitive, cette compression dans la dalle reste favorable, et représente un élément de qualité pour l'ouvrage.

La structure mixte, raide en torsion, n'a pas la même souplesse qu'une charpente métallique seule. Elle est sensible aux imperfections géométriques des appuis. Le montage d'une structure mixte munie de sa dalle, demande une précision comparable à celle exigée pour le poussage d'un tablier en béton précontraint.

#### En conclusion

Pour lancer avec la dalle des portées de plus de vingt mètres, une précontrainte longitudinale est indispensable afin d'éviter une trop forte fissuration du hourdis. Comme de grandes précautions doivent être prises pour éviter les phénomènes d'instabilité élastique des âmes sous le poids du béton, le poussage avec la dalle des ponts mixtes reste réservé, par économie, au franchissement de voies ferrées ou de voiries routières à forte circulation, au-dessus desquelles la manipulation de coffrages est impossible.

J. BERTHELLEMY

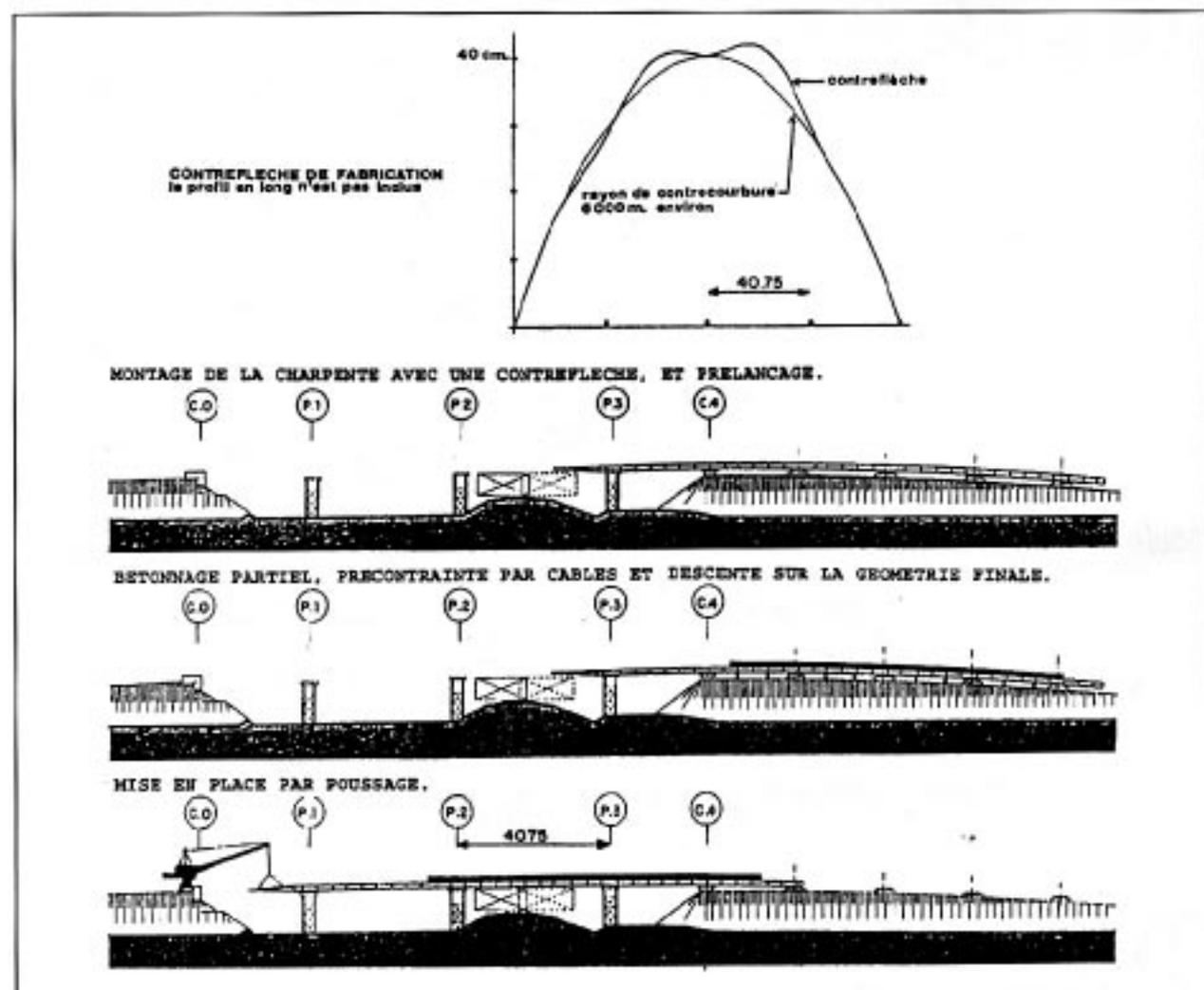


Figure 5 : principales phases du montage

## Bétonnage des dalles de pont mixte

La qualité des dalles de pont mixte est un sujet d'actualité. Dans le précédent bulletin "Ouvrages d'Art" trois articles traitaient du problème de la fissuration de ces dalles. H. Abel et R. Tirat rappelaient les règles de **bonne conception**, dont la première est de bétonner ces dalles par plots en "pianotant", pour limiter la contrainte de traction dans le béton.

Nous voudrions revenir sur le sujet pour rappeler cette fois les règles de **bonne exécution**, de façon à éviter des fissurations excessives, comme celle présentée sur la photo ci-dessous.



Cassures de béton frais sur une dalle de pont mixte  
(Photo M. Fraiznet)

Les fissures visibles sur cette photo sont certainement apparues sur le béton frais. Les causes possibles sont les suivantes :

- le béton comportait trop d'eau,
- la formule du béton n'était pas pleine: il manquait des granulats de taille intermédiaire,
- le coffrage et les armatures ont été mises en vibration.

En conséquence le béton frais s'est fissuré autour des lits d'armatures, avant de faire prise. C'est ce qu'on appelle une cassure de béton frais, qui ne doit pas être confondue avec une fissure de retrait.

Cette photo constitue un cas particulier et un cas extrême.

La fissuration généralement observée sur les dalles de pont mixte est d'une autre nature. Les fissures les plus courantes sont transversales et régulièrement réparties, au rythme de une à deux fissures par mètre linéaire. Ces fissures sont fines, de l'ordre de un à deux dixièmes de millimètres, et traversantes.

Cette fissuration existe même en zone de moment positif où le béton est théoriquement comprimé. La figure ci-après montre un relevé typique de fissures sur une dalle de pont mixte.

Cette fissuration est difficile à éviter totalement,

car elle résulte pour une large part des effets du retrait du béton jeune bridé par la charpente métallique. Toutefois elle peut être limitée en respectant quelques règles simples de bonne construction que nous rappelons ci-dessous :

- la formule du béton doit être pleine et comporter le minimum d'eau, de façon à limiter le retrait. On ajoutera donc systématiquement un fluidifiant pour permettre la mise en oeuvre. Un béton de qualité B35 minimum est souhaitable pour obtenir une bonne compacité et une bonne résistance à la traction. Toutefois on n'a pas forcément intérêt à utiliser un ciment à prise très rapide, car le retrait est alors plus fort (il augmente avec la finesse du grain du ciment).

- la cadence de bétonnage des plots doit rester raisonnable. La résistance minimum du béton au décoffrage doit être de 15 MPa pour obtenir un minimum de résistance à la traction et éviter des déformations excessives.

- la cure du béton doit être faite correctement, conformément aux spécifications du fascicule 65, reprises dans le nouveau fascicule 65A. Dans le cas fréquent d'une ambiance de classe II et de l'utilisation d'un ciment rapide, ce règlement fixe la durée minimale de la cure à un jour pour une température extérieure supérieure à 10° C et à deux jours pour une température extérieure comprise entre 5 et 10° C. La cure de la sous face de la dalle peut s'obtenir en conservant le coffrage en place pendant la durée souhaitée. La cure de la face supérieure de la dalle doit bien sûr être particulièrement soignée en cas de bétonnage par temps chaud et être commencée dès que le béton commence à faire prise. Rappelons que le début de la prise du béton est marquée par la disparition de l'eau de ressuage en surface et le changement de couleur du béton (cf fasc. 65 annexe T36.2). La cure ne doit en aucun cas consister à arroser sporadiquement la dalle avec de l'eau froide, ce qui provoque des chocs thermiques, donc des risques de fissuration.

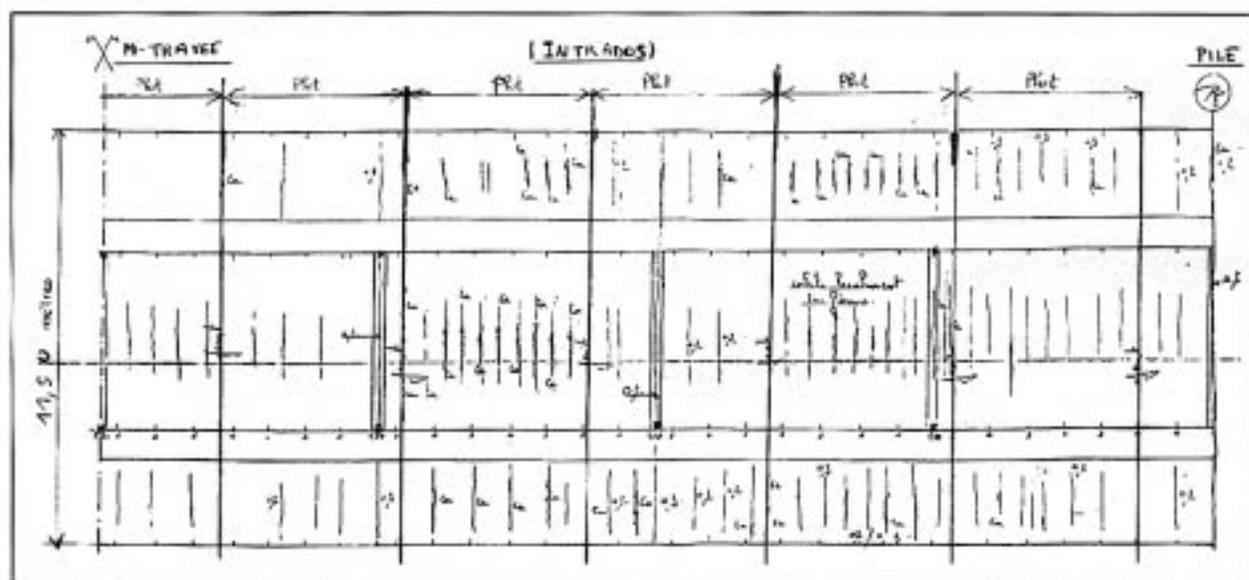
- les reprises de bétonnage entre plots doivent être correctement traitées. La rugosité nécessaire de la reprise peut s'obtenir en désactivant la surface du béton de reprise par un papier spécial placé derrière le masque. La surface de reprise sera bien entendu soigneusement lavée et brossée après la prise, pour enlever toute trace du produit actif. Enfin la reprise de bétonnage doit être humidifiée avant le coulage d'un nouveau plot.

- il est conseillé de prévoir dans le marché la réalisation d'un élément témoin de dalle avant le démarrage du chantier, de façon à mettre au point les coffrages et les méthodes.

Enfin nous signalons l'intérêt de prévoir dans le marché la mise en place d'un abri de protection lors du bétonnage de la dalle. L'utilisation presque systématique d'un équipage mobile pour bétonner les dalles de pont mixte permet de concevoir simplement un abri efficace. Il suffit d'adjoindre une "enveloppe" à cet équipage. L'intérêt de cet abri est multiple. Il atténue les phénomènes thermiques (gradient, choc thermique) lors de la prise, protège

le béton frais des intempéries, améliore la cure en diminuant l'évaporation, facilite le travail par mauvais temps, permet le travail par temps froid. L'usage d'un abri protecteur pour le bétonnage des dalles de pont mixte devrait donc se répandre, car il permet d'améliorer nettement la qualité pour un surcoût raisonnable.

T. KRETZ  
D. POINEAU



Relevé de fissures en intrados d'un dalle de pont mixte. (CETE de Lyon)

### 3

### Equipements et entretien

## Sécurité dans les carrefours en giratoire dénivelé. Dispositifs de retenue à proximité et sur les ouvrages

### Qu'est-ce qu'un carrefour giratoire dénivelé (CGD) ?

Nous avons tous, en tant qu'usager automobiliste, rencontré ces carrefours dans lesquels plusieurs voies aboutissent à une voie circulaire de rayon plus ou moins grand et dont la priorité est à la circulation dans l'anneau. Ces carrefours se sont beaucoup développés ces dernières années autant par leurs avantages que par un effet de mode. L'aménagement de ces carrefours fait l'objet d'un guide du SETRA.

Une variante à ces carrefours giratoires consiste à réaliser la dénivellation de l'une des voies, en général celle qui possède le volume de trafic prépondérant. Cette voie passe au dessus ou en dessous de la chaussée annulaire. Le terme "giratoire dénivelé" est réservé au cas où le giratoire surplombe la voie.

### Un exemple type et les problèmes rencontrés

La géométrie très particulière de ces CGD rend difficile l'implantation selon les règles habituelles en ma-

tière de dispositifs de retenue. Le SETRA a été consulté sur un certain nombre de cas, souvent trop tardivement pour pouvoir proposer des modifications permettant de faire appel à des solutions conformes aux textes réglementaires. La répétition des problèmes soulevés permet de pouvoir donner quelques conseils sur la conduite à tenir et les solutions à envisager.

Le cas le plus caractéristique est celui du CGD dit du Vittier sur lequel débouchent la N 572 Salon/Nîmes (à terme à caractéristique autoroutière), la N 113 et la RD 570. Lors de la mise au point du projet, la DDE, conseillée par la DES du CETE, a senti qu'il y avait des impasses techniques et a demandé l'avis du SETRA (CSTR et CTOA).

Le CGD du Vittier présentait de nombreux problèmes de sécurité spécifiques à ce genre d'ouvrage et dont les solutions étaient loin d'être évidentes.

En effet, outre les problèmes posés par un carrefour giratoire classique, on trouve deux zones de risque (fig 1) :

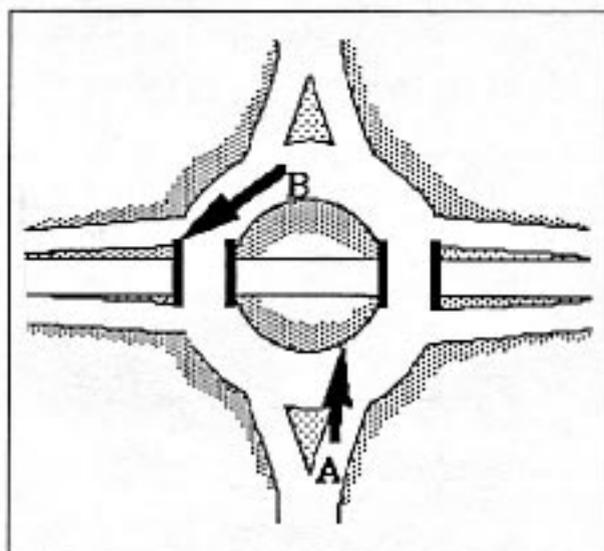


Figure 1

- La zone A qui présente un risque de sortie de chaussée avec chute sur les voies en contrebas (souvent dû à une vitesse excessive conjuguée à une mauvaise perception du giratoire);

- La zone B avec risque de sortie de chaussée entraînant une chute en contrebas ou risque de renversement sur la bretelle (la cause est une vitesse inadaptée au rayon de l'anneau). On notera que cet aspect de la sécurité peut se retrouver dans de nombreux petits échangeurs à caractéristiques réduites et dans lesquels les bretelles aboutissent à proximité des culées du pont.

Dans le cas du CGD du Vittier, nous avons eu à examiner les divers aspects de sécurité suivants:

a) Pour l'anneau central, en protection de la zone A, il n'existe pas de dispositif de retenue frontal sur un arc de cercle de grand rayon. Les dispositifs homologués ne sont donc pas utilisés dans leur condition optimale et dans le domaine d'emploi prévu par les Instructions. Il fallait donc apprécier si des dérogations étaient acceptables.

b) Il y a impossibilité d'implanter dans les divergents (zone B) des musoirs homologués ou des atténuateurs de choc du fait d'une géométrie insuffisante.

c) Toujours dans la même zone B, la proximité du dispositif de retenue sur les ponts empêchait d'installer des liaisons conformes entre les dispositifs de retenue sur remblai et ceux sur ouvrage.

d) Les dispositions devaient tenir compte de la présence d'un cheminement piétonnier qui obligeait à interrompre la continuité des barrières, condition sine qua non de l'efficacité de celles-ci.

e) Le dispositif de retenue régnant autour de l'anneau central devait se raccorder conformément aux Instructions avec le dispositif implanté sur les ouvrages.

f) Il fallait prendre en considération les aspects esthétiques et l'aménagement paysager, en liaison avec

les spécialistes (architecte et ingénieur paysagiste participant à la mise au point du projet) dans un environnement urbain et à proximité d'une entrée de la ville d'Arles.

g) Tenir compte des conditions de visibilité au débouché des bretelles sur l'anneau.

A ces difficultés, nous ajouterons que, dans de nombreux cas (mais ce n'était pas celui du CGD du Vittier), il y a délégation de la mise en forme du projet à des architectes ou à des BET paysagistes qui n'ont qu'une connaissance trop insuffisante des contraintes de tracés et de réglementation de la sécurité routière.

### Les solutions proposées dans ce cas particulier. Généralisation

Avant d'aborder les solutions envisagées, il paraît intéressant de relever certaines causes à l'origine des difficultés. Elles sont au nombre de quatre :

- le concepteur OA travaille sur l'ouvrage et le responsable de la sécurité sur l'itinéraire, sans forcément se rencontrer ni se connaître ;

- le choix du dispositif de retenue est fait sur l'ouvrage avant ou en même temps que le calcul de la structure, alors que les dispositifs de retenue sur remblai ne sont choisis et posés qu'une fois la voie construite ;

- le concepteur du pont calcule l'Indice de Danger, ce qui l'a, ici, conduit à implanter une Barrière Normale sans prendre en considération la sécurité sur les abords. Le responsable de la sécurité en section courante s'appuie sur des Guides (qui ne sont pas forcément cohérents avec le dossier GC 77!) et les interprète ;

- enfin, il y a une logique de mode: sensibilité des BET OA à l'aspect des ouvrages, aménagement paysager, ...

On objectera que ceci existe en section courante, seulement, ici, la géométrie très particulière du CGD rend difficile les jonctions, d'autant que les dispositifs de retenue ont été surtout prévus pour des itinéraires linéaires. La nouveauté du sujet et l'inadéquation des solutions habituelles n'ont pu être perçues qu'a posteriori.

Après concertation, il a été admis les aménagements suivants sur le CGD du Vittier :

- des "lits d'arrêt", qui n'ont pas les caractéristiques habituelles, ont été réalisés face aux accès perpendiculaires à l'anneau du giratoire. Limités par des traverses de voies ferrées verticales adossées à un talus, ils doivent permettre au véhicule en perte de vitesse de se récupérer, ou, au pire, de ne pas tomber sur la voie en contre bas ;

- des tous petits "lits d'arrêt" devant les musoirs des GBA implantés sur les ouvrages et poursuivis sur les entrées de bretelles, en continuité, ont surtout un rôle dissuasif ;

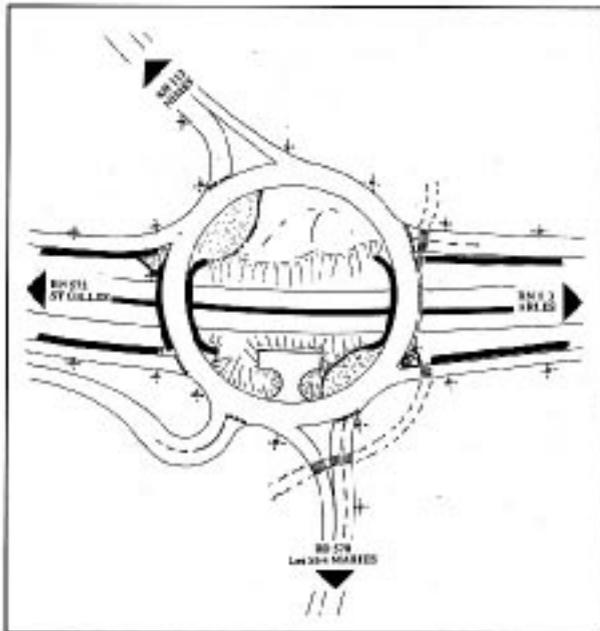


Figure 2

- enfin, le calcul de l'Indice de Danger, après analyse de la circulation, a permis de supprimer une GBA sur ouvrage assurant un passage piétons plus agréahle. Sur ce site, les lits d'arrêt ont servi, comme l'attestent les traces dans le gravier. Mais ils ne sont pas assez larges et un automobiliste, perdant le contrôle de son véhicule, n'a pu utiliser, volontairement ou non, ce qui devait le protéger, heureusement sans autre conséquence que matérielle.

Ceci montre que les risques d'accidents dans les CGD ne sont pas à négliger et que l'on doit prendre en compte tous les aspects de la sécurité pour les aménagements.

#### Conclusions, propositions et objectifs

Il est possible d'améliorer très sensiblement la situation et d'éviter des impasses techniques ou des solutions batardees en :

- a) précisant la démarche par une meilleure coordination :
  - le projeteur OA doit concevoir son pont en l'intégrant dans son contexte,



Figure 3 : Lit d'arrêt devant un muret béton

- l'aspect sécurité et choix du dispositif de retenue doit faire l'objet d'un consensus avant toute définition de l'infrastructure.

- les textes réglementaires ou non doivent être connus : Instructions techniques sur les dispositifs de retenue, Normes, Guides sur les DR, GC 77, sur les carrefours giratoires,...

- ne pas hésiter à faire intervenir les divers spécialistes en DDE, CETE et SETRA.

b) suggérant la désignation d'un CHEF DE PROJET COORDINATEUR.

Ceci permettra de proposer des solutions peut être pas parfaites mais, au moins, les meilleures en l'état actuel de nos connaissances.

Pour le futur, ces CGD sont des infrastructures relativement nouvelles appelées à se développer et nos études en matière de dispositifs de retenue n'ont pas été menées pour une implantation dans cette configuration. Aussi, il a été mis en place :

- a) un recueil des données pour analyser le comportement des usagers circulant sur ces ouvrages et préciser l'accidentologie.
- b) un programme de recherche visant à mettre au point des solutions types adaptées à ce contexte.

M. VERTET  
M. FRAGNET

## Etanchéité et qualité : autoroutes A5 Melun-Sens-Troyes et A26 Troyes-Feuges

Les travaux d'étanchéité des ouvrages d'art des autoroutes A5 entre Melun et Troyes et A26 entre Troyes et Feuges ont fait l'objet de marchés spécifiques, dévolus dans le cadre d'une procédure d'appel d'offres restreint.

Ces travaux intéressent ainsi 151 kilomètres d'autoroutes en construction, soit 112 ouvrages d'art représentant plus de 41000 m<sup>2</sup> à protéger.

La consultation a permis de s'assurer d'une certaine vérité technique en ouvrant la compétition à plusieurs procédés d'étanchéité, et de rechercher la vérité des prix, notamment pour les procédés tombés récemment dans le domaine public.

Le Dossier de Consultation des Entreprises a fortement intégré la démarche qualité décrite ci-après, un Schéma Organisationnel du Plan Assurance Qualité

(S.O.P.A.Q.) étant demandé à l'appui de la proposition de l'entreprise.

Le fait de passer un marché direct présente en outre l'avantage de faciliter l'émergence de solutions techniques bien adaptées au contexte de l'ouvrage, ce qui est aussi un élément de la qualité finale.

Après analyse détaillée des offres, les propositions de l'entreprise Jean LEFEBVRE ont été retenues pour l'ensemble des travaux d'étanchéité à effectuer, avec une feuille préfabriquée protégée par de l'asphalte.

### **Description de la démarche qualité**

L'étanchéité d'ouvrage d'art, c'est du ZERO DEFAUT car on n'est pas "à peu près étanche" ; on est étanche ou on ne l'est pas.

L'exécution des travaux de chape d'étanchéité d'ouvrage d'art exige une qualité de réalisation irréprochable, car elle conditionne en très grande partie la pérennité de l'ouvrage.

Nous proposons de connaître la démarche du Maître d'œuvre et de l'entreprise pour atteindre ce but, démarche avant et pendant l'exécution du chantier.

### **Pour le Maître d'œuvre :**

Le manque de qualité induit des défauts qui génèrent toute une pathologie spécifique au béton des ouvrages d'art, corrosion des armatures, fissuration et éclatement du béton nécessitant à plus ou moins long terme des travaux de maintenance relativement coûteux pour le Maître d'Ouvrage. Jusqu'à présent, si cette qualité d'exécution était plus ou moins obtenue et satisfaisante, elle n'était que trop rarement organisée et formalisée par exemple entre le Maître d'œuvre et le Groupement d'entreprises adjudicataires des travaux. Le recours à la garantie décennale restait la seule possibilité contractuelle de remédier, de façon plus ou moins satisfaisante d'ailleurs, à d'éventuelles non-qualités d'exécution de l'étanchéité.

A l'initiative de SCETAUROUTE Nord et Est, une organisation de la qualité spécifique à l'exécution des chapes d'étanchéité d'ouvrages d'art a commencé à s'ébaucher en 1991 dans le cadre des travaux de réalisation des ouvrages d'art de l'autoroute A26 - CHALON-SUR-MARNE - TROYES.

SEMALY SA, filiale de SCETAUROUTE Développement, spécialisée dans l'organisation et la gestion de la qualité pour l'étanchéité des ouvrages souterrains a été associée à la mise au point de cette démarche qualité assez innovante pour ce type de travaux, principalement avec l'établissement d'un Schéma d'Organisation du Plan Assurance Qualité (S.O.P.A.Q.).

Ce document a été adressé à tous les entrepreneurs d'étanchéité opérant sur A26. Il leur a permis de présenter un Plan Assurance Qualité (P.A.Q.) qui formalise précisément tous les moyens mis en œuvre sur leur chantier pour garantir l'obtention d'une qualité d'exécution requise par le marché. Cette démarche s'est poursuivie utilement par des actions de formation de la Maîtrise d'Oeuvre, et surtout par des actions de sensibilisation aux techniques d'étanchéité qui ont permis d'instaurer un dialogue très constructif entre tous les participants concernés à savoir les entreprises de Génie Civil, les étancheurs, la Maîtrise d'Oeuvre, les Organismes de Contrôle, etc...

### **Pour l'Entreprise :**

Il n'existe qu'une façon pour obtenir le niveau de qualité recherché pour les étanchéités d'ouvrage d'art : LA FORMATION de tous les participants à une opération :

- études,
- préparation,
- réalisation.

Pour cela, l'Entreprise Jean Lefebvre a conçu un programme de formation étanchéité propre à chaque technique mise en œuvre par l'entreprise :

- les feuilles préfabriquées protégées ou non par de l'asphalte, de l'AUTOPLAST ou un Feutrex ;

- l'étanchéité MHC : ETANPLAST.

Cette formation dispensée par des moniteurs spécialisés s'appuie sur :

- un film qui, après l'exposé de la technique, analyse et illustre l'exécution phase par phase. Chaque phase fait l'objet de discussions.

- un diaporama qui comprend en un premier temps le détail des phases d'exécution puis une présentation d'astuces d'exécution provenant de chantiers, enfin le bêtisier. Ce type de support permet une discussion plus approfondie, s'appuyant sur du vécu et une illustration prise sur le vif, bien vivante.

Cette formation un peu théorique est complétée pour la mise en œuvre sur le tas. Elle est dispensée par des Maîtres de l'Entreprise Jean Lefebvre dont la compétence et l'expérience sont reconnues.

### **Le travail en commun**

Sous l'impulsion de la Direction Qualité de SCETAUROUTE, la démarche Qualité amorcée sur A26 a été reconduite et généralisée sur l'ensemble du marché des chapes d'étanchéité des ouvrages d'art de l'autoroute A5 MELUN-SENS-TROYES.

L'organisation de la Qualité afférente à ce marché de chapes d'étanchéité est pour l'instant essentiellement axée sur la mise en place de séances de forma-

tion et de sensibilisation principalement orientées sur le complexe d'étanchéité du type B3A spécifié par le marché.

SEMALY SA a de nouveau été chargé de définir et d'animer les séances de formation et de sensibilisation qui seront ensuite proposées à chaque secteur géographique de travaux de l'autoroute A5. Une première réunion a été organisée, à l'initiative des divisions de travaux 1 et 2 de l'antenne PARIS EST de SCEAUROUTE, regroupant environ 25 personnes issues de la Maîtrise d'Oeuvre, des entreprises de Génie Civil DALLA VERA et C.M.B.T.P., ainsi que de l'entreprise JEAN LEFEBVRE adjudicataire du marché des chapes d'étanchéité de A5.

SEMALY SA, en étroite collaboration avec les divisions travaux de SCETAURROUTE et de l'entreprise JEAN LEFEBVRE, a été chargé de l'animation de cette journée dont le programme a été le suivant :

1. Description du ou des complexes d'étanchéité retenus pour l'étanchéité des ouvrages d'art de l'autoroute A5.

2. Principes généraux d'application des complexes d'étanchéité en faisant notamment référence aux spécifications et prescriptions du fascicule 67 du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG) Titre 1, ainsi qu'aux recommandations du STER 81.

3. Description des mises en œuvre par l'Entreprise JEAN LEFEBVRE. Cette description a été faite par l'intermédiaire d'une cassette vidéo montrant une application de chape d'étanchéité analogue à celle qui a été retenue pour les ouvrages de A5.

4. Pathologie spécifique du complexe d'étanchéité retenu pour A5. SEMALY SA, à l'aide d'une série de diapositives relatives à la pathologie de chaque constituant du complexe d'étanchéité, avait pour objectif de sensibiliser tous les participants sur les moyens à mettre en œuvre pour éliminer tout risque de défauts préjudiciables à la qualité de la chape d'étanchéité.

5. Présentation du Plan Assurance Qualité établi par l'Entreprise JEAN LEFEBVRE :

- matériaux employés
- modes opératoires
- organisation des contrôles qualité
- procédure entre contrôle interne et contrôle externe
- fiches de contrôle interne de suivi journalier du chantier (fiche de conformité, de non conformité, de mise en conformité, etc...)
- résultat des essais
- synthèse de fin de chantier

SEMALY SA a présenté un tableau synoptique, reproduit ci-après, décrivant les différentes étapes des contrôles intérieurs du Plan Assurance Qualité,

en insistant sur la nécessité d'une participation active des représentants de la Maîtrise d'Oeuvre et des Entreprises de Génie Civil et de l'étanchéité, à la vie de ce Plan Assurance Qualité, et plus spécialement aux points d'arrêts suivants :

- réception des supports
- réception de la mise en œuvre de la membrane d'étanchéité
- réception de la mise en œuvre de la protection en asphalte

6. Présentation des essais de réception du complexe d'étanchéité

Cette présentation ayant essentiellement pour objectif de rappeler les procédures normalisées des essais de réception, par exemple du type essais d'adhérence de la chape d'étanchéité au support, et qui doit notamment tenir compte de la température ambiante au moment de l'essai de manière à éviter toutes contestations.

### Conclusion

Cette première séance de formation et de sensibilisation a eu, comme celle organisée sur A26, l'intérêt de faire réagir et communiquer les participants entre eux, par exemple sur le degré de préparation du support souhaitable, les conditions climatiques limites à ne pas dépasser, etc...

Cette expérience démontre bien que la qualité c'est d'abord une formation la plus complète possible sur la nature et les conditions d'exécution d'une chape d'étanchéité, mais également un échange, un dialogue constructif entre tous les acteurs qui vont participer à ces travaux, en ayant parfaitement à l'esprit les exigences et les contraintes de chacun.

La démarche qualité étant ensuite, après la mise à plat de toutes ces contraintes et exigences, de formaliser et d'organiser avec rigueur toutes les phases d'exécution de l'application de la chape d'étanchéité.

Quand les partenaires, pour la réalisation d'une œuvre, parlent le même langage, "tirent la charrue" dans le même sens, tout le monde y gagne :

- le Maître d'Ouvrage pour la pérennité de l'ouvrage
- le Maître d'Oeuvre qui réalise un ouvrage irréprochable
- l'Entreprise pour laquelle qualité rime avec résultat et image de marque.

**H. THEVENON**

**P. FABRE**

**J.L. MAHUET**

**J. PEYRARD**

## Ouvrages d'art autoroutiers concédés. Qui fait quoi ?

### La concession

La loi du 18 avril 1955 a permis à l'Etat de concéder la construction et l'exploitation d'autoroutes, les concessionnaires étant autorisés à percevoir les péages pour rembourser les emprunts et financer l'exploitation et l'entretien de celles-ci.

Depuis, différentes Sociétés ont été créées sur l'ensemble du territoire, deux ont disparu. A ce jour il en existe 9, dont une consacrée exclusivement à l'exploitation du tunnel du Fréjus (figure 3).

L'Etat est actionnaire majoritaire dans 7 sociétés anonymes d'économie mixte, dont une comprenant des actionnaires étrangers (STMB). Une seule société demeure à capitaux entièrement privés : COFIROUTE.

Les conventions de concession sont approuvées par décrets en Conseil d'Etat et publiées au Journal Officiel.

Le Cahier des charges annexé définit le détail des clauses contractuelles, l'objet et la nature de la concession, la construction de l'autoroute, l'exploitation de l'autoroute, le régime financier de la concession, la durée.

Sont annexées au Cahier des charges les clauses techniques et financières relatives à chaque opération et notamment les instructions applicables aux projets et à leur réalisation.

### La conception d'ouvrages de tronçons à construire

Les sociétés d'économie mixte d'autoroutes font appel, pour la construction, soit à SCETAUROUTE (6 SEM disposent d'une participation dans cette société anonyme), soit dans des cas particuliers aux DDE, voire à la SNCF (jumelage TGV/Autoroute).

COFIROUTE fait appel à ses deux maîtres d'œuvre particuliers : SCAO et SOCASO.

### Les ouvrages courants

Les études d'avant-projet des ouvrages courants, conformes à un modèle type du SETRA ne sont pas soumises à l'Administration, mais sont approuvées par le Président de la Société dans le cadre de l'APA (avant-projet autoroutier).

Les études d'avant-projet d'ouvrages courants non conformes à un modèle type SETRA et destinés à être construits en plus de 5 exemplaires, font l'objet d'une homologation de la part du SETRA.

Dans le passé, différents ouvrages "non-types" ont été construits sur le réseau concédé : PS à poutres précontraintes "attelées" (COFIROUTE, APEL), PS en caisson (AREA).

### Les ouvrages non courants

Sont considérés comme tels :

- "les ponts possédant au moins une travée de plus de 40 m de portée (50 mètres pour les ponts conformes au type VIPP du SETRA) ;
- les ponts dont la surface totale de tablier dépasse 1200 m<sup>2</sup> ; pour les passages inférieurs, la surface à considérer est celle relative à une seule des chaussées de l'autoroute ;
- les passages supérieurs en fort déblai et les passages inférieurs en fort remblai pour lesquels l'éventail des solutions alternatives justifie une étude préliminaire ;
- les murs de soutènement de plus de 9 m de hauteur ;
- les tranchées couvertes de plus de 300 m de longueur ;
- les tunnels creusés ou immergés ;
- les protections acoustiques en couverture partielle ou totale de chaussée, les damiers phoniques ou les écrans d'une surface unitaire supérieure à 5000 m<sup>2</sup> ;
- les OA de structure inhabituelle ou innovante".

Les études préliminaires sont instruites selon le schéma de la figure 1a.

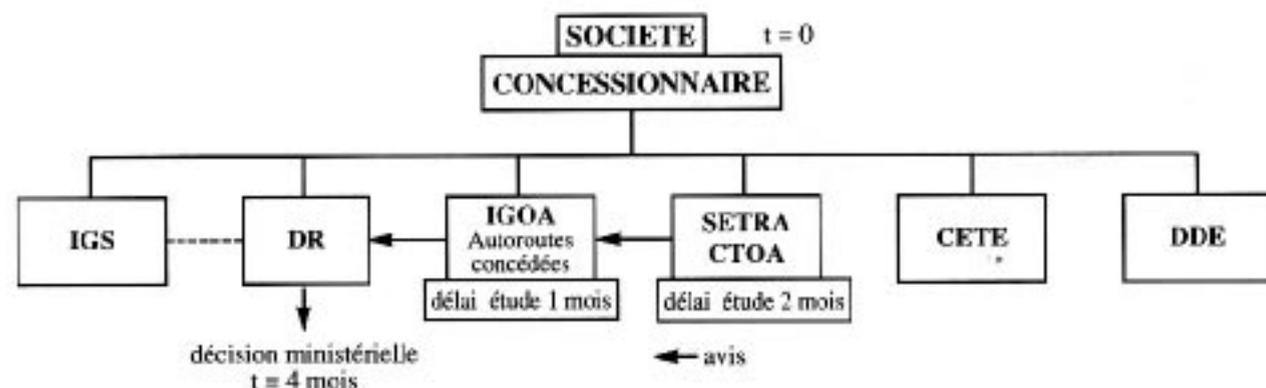


Figure 1a : Instruction des études préliminaires (circulaire du 27/10/87)

Depuis juillet 1990, le traitement de l'ensemble des affaires autoroutières a été concentré sur un seul inspecteur Général des Ouvrages d'Art ("IGOA - autoroutes concédées").

Cette structure nouvelle a pour missions :

- la préparation des décisions ministérielles concernant les études préliminaires d'ouvrages non courants ;
- la participation si nécessaire aux avant projets d'ouvrages d'art ;
- l'amélioration de la durabilité des structures ;
- la promotion des méthodes appropriées de contrôle du comportement des ouvrages en service, de surveillance, d'entretien, et s'il y a lieu de réparation et de renforcement ;
- le recueil de toutes les informations afférentes aux incidents, désordres et accidents en vue de développer la connaissance de la pathologie des ouvrages.

La décision ministérielle d'approbation peut prévoir en cas de structure exceptionnelle, l'association de

l'IGOA ou du SETRA lors de l'étude de l'APOA.

La circulaire du 23 août 1990 de la Direction des Routes a transféré aux Présidents des sociétés concessionnaires d'autoroutes, la responsabilité d'approuver les dossiers techniques d'avant projet d'ouvrages d'art non courants sous réserve de la mise en place d'une organisation interne de contrôle de ces études.

A ce jour, 4 Présidents de sociétés ont la responsabilité explicite de cette approbation.

Ceci amène les sociétés concessionnaires à :

- se doter d'une structure interne d'organisation de la qualité des études d'OA (6 sociétés se sont dotées d'un responsable de la maîtrise d'ouvrage, rattaché à la Direction Générale, et chargé entre autres de la qualité des études d'ouvrages d'art) ;

- veiller à l'organisation qualité de leur maître d'œuvre.

Le maître d'ouvrage peut s'appuyer sur une structure interne pour réaliser son contrôle extérieur, ou sur un bureau d'ingénierie tiers (figure 1b).

Responsable de l'étude	Contrôle interne	Contrôle extérieur du maître d'ouvrage
SCETAUROUTE Division Régionale des OA	SCETAUROUTE Direction des OA (DOA)	Limité au contrôle du du conducteur d'opération (CO)
SCETAUROUTE Direction des OA	Variable selon les cas	BET ou SETRA + CO
Autres que SCETAUROUTE	Variable selon les cas	SCETAUROUTE (DOA) ou SETRA ou BET + CO

Figure 1b : Organisation qualité APOA - La plupart des sociétés ont adopté l'un des schémas suivants :

La Mission de Contrôle des Sociétés concessionnaires d'autoroutes (R/CA) est chargé de veiller à la permanence et au bon fonctionnement du dispositif d'études.

#### La construction

La maîtrise d'œuvre est assurée comme ci-dessus, par SCETAUROUTE (ou beaucoup plus rarement par les DDE) qui crée, à cette occasion, une "Division travaux" chargé, entre autres, de la construction des ouvrages d'art.

Dans certains cas d'ouvrages non courants, un ingénieur ouvrages d'art est spécialement affecté à la maîtrise d'œuvre de l'ouvrage.

Le contrôle de la conformité des ouvrages à la convention et au cahier des charges est réalisé par la Mission de Contrôle des Sociétés concessionnaires d'autoroutes (R/CA).

Ce contrôle porte, pour l'ensemble des Sociétés, sur l'exécution des travaux (qualité de réalisation, durabi-

lité, conformité aux décisions ministérielles, récolement, remise des ouvrages.

Il peut être réalisé avec l'aide du réseau technique du Ministère (CETE, CETU, LCPC).

C'est cette Mission qui donne l'autorisation de mise en service après inspections des ouvrages et examen des résultats des épreuves.

La recherche architecturale ou les difficultés des sites rencontrés amènent les Sociétés à réaliser des ouvrages remarquables ou exceptionnels (figures 2a et 2b).

#### La gestion des ouvrages

Les Sociétés gèrent l'équivalent, en nombre, du tiers des ouvrages du réseau national (6200 ouvrages pour 18 500). Au total, une vingtaine de régions ou DRE (Directions Régionales d'Exploitation) gèrent chacune 200 à 300 km (les plus petites sociétés concessionnaires pouvant alors être comparées aux régions des plus grosses sociétés) et regroupent une centaine de "districts" ou "secteurs" ou "centres d'entretien".

Ce patrimoine est relativement récent (âge maximum 35 ans), homogène par parties, tant en nature (majorité d'ouvrages types conçus par le même bureau d'études et réalisés par la même entreprise) qu'en âge (tronçons construits à la même époque).

D'une façon générale, le vocable "ouvrages d'art" recouvre aussi bien les viaducs que les tunnels, les murs de soutènement.

Ce patrimoine contient quelques singularités : ponts à haubans, grands murs ancrés, un ou deux ponts en maçonnerie inclus dans les emprises, passerelles en bois, ponts restaurants et quelques structures atypiques : ponts architecturaux, ponts prototypes.

Les ouvrages sont gérés généralement au niveau des régions, les travaux "courants" étant généralement réalisés par les districts.

Les études de réparation sont soit réalisées par les Sociétés, soit sous-traitées.

Pour l'ensemble des sociétés, l'exploitation (dont les grosses réparations), les remboursements d'emprunts, la construction et son financement, sont présentés au FDES pour accord (Fonds de Développement Economique et Social).

Dans le domaine particulier des ouvrages d'art, un avis est émis sur la pertinence des travaux et de l'urgence de ceux-ci, par la Mission de Contrôle (R/CA).

Les contrôles exercés par l'Etat vis-à-vis des Sociétés concessionnaires d'autoroutes sont donc de nature assez voisine de ceux réalisés par l'Etat vis-à-vis de ses services.

**J. NOURISSON  
P. TROUILLET**

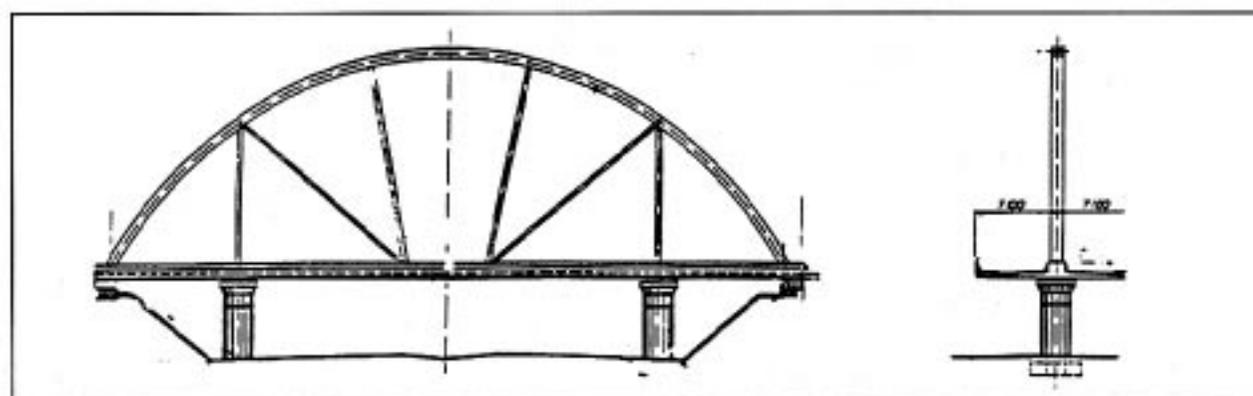
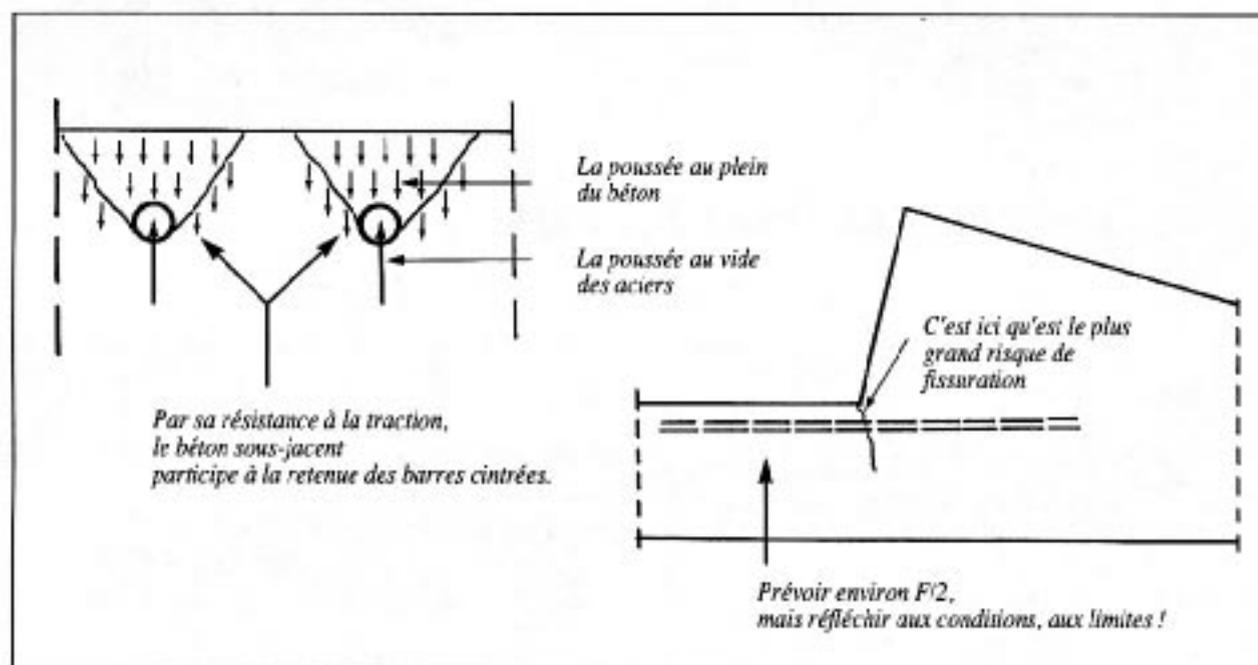


Figure 2a : exemple de passage supérieur architectural  
A 71 : Section GANNAT - CLERMONT-Nord - PS de l'Aire des Volcans - Société SAPRR -  
Maître-d'œuvre : SCETAUROUTE (DOA et DROA Centre) - Architecte : BOFILL - Entreprise : SOGEA

AUT.	SECTION	SOCIETE	DESIGNATION	CARACTERISTIQUES PRINCIPALES	MATERIAU
A.64	PEYREHORADE - URT (40)	A.S.F.	Viaduc de la BIDOUZE	Pont à haubannage latéral non plan Portées principales : 32.67.32 m	B.P.
A.71	AIRE DE SERVICE DES VOLCANS	SAPRR	Pont des VOLCANS	Bow-string continu à dalle précontrainte. Suspentes métalliques précontraintes. Portée principale : 37 m	BP/Mixte
A.8	PUGET-LES ADRETS	ESCOTA	Viaduc du REYRAN	Elargissement d'un VIPP sans accroissement des sollicitations sur celui-ci	BP/Métal
A.49	VOREPPE - TULLINS	AREA	Viaduc de la ROIZE	Ouvrage expérimental : dalle précontrainte en béton à hautes performances, âmes en treillis, membrure inférieure tubulaire, précontrainte externe	BP/Métal
A.49	VINAY - ST-MARCELLIN	AREA	Viaduc du VEZY	Une travée de 90 m lancée par poussage, record d'EUROPE	Mixte
A.401	ST-JULIEN EN GENEVOIS	STMB	Viaduc de BARDONNEX	Viaduc au-dessus d'une décharge remplie en fonction des tassements de celui-ci. Expérimentation de câbles de précontrainte en fibre de verre.	B.P.
A.49	ST-MARCELLIN-BOURG-DE-PEAGE	AREA	Viaduc de l'ISERE	Pont à haubannage central. Portée principale : 148 m. Précontrainte interne et externe. Hauteur du pylône : 100 m	B.P.

Figure 2b : ouvrages exceptionnels mis en service en 1991



## Photo des lecteurs



M. FRAGNET

La structure ne se dilate pas uniquement sous la chaussée, au droit du joint de chaussée qui est un équipement coûteux. Il ne faut pas oublier de prévoir la dilatation dans le trottoir, la corniche et, surtout le garde corps. Trop souvent, lors des visites des joints de chaussée, on observe, comme sur la photo,

des garde corps sans possibilité de dilatation assurant ainsi un "attelage de travée" non souhaité.

On notera aussi un calepinage malheureux du scellement des poteaux conduisant à l'implantation d'un scellement juste dans le joint !

M. FRAGNET