

Ouvrages D'Art

N° 5 - Janvier 1989

Sommaire

- | | |
|---|-----------|
| 1- Gestion et modernisation du patrimoine OA | 2 |
| - L'intervention de la Direction des Routes en matière de gestion et de modernisation du patrimoine d'ouvrages d'art du réseau national | |
| 2- L'esthétique des ponts | 4 |
| - Les composants la qualité esthétique des ponts
Deuxième partie | |
| 3- Ouvrages à suivre | 5 |
| - Le viaduc de l'Hôpital-sur-Rhins
- Construction de l'ouvrage de franchissement de l'autoroute A1 du parc Astérix, à Plailly
- Un projet binational : le viaduc de Bardonnex
- Le rôle et l'organisation d'une maîtrise d'œuvre.
L'exemple du pont de l'île de Ré. Deuxième partie | |
| 4- Techniques particulières | 13 |
| - Démontage de câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment
- Clouage des ouvrages en terre armée à armatures en acier inoxydable | |
| 5- Gestion des ouvrages d'art | 17 |
| - Le Club d'échanges d'expériences sur routes départementales (suite) | |
| 6- Incidents et réparations | 18 |
| - La RAG atteint des ponts en France
- La réparation du pont suspendu des Andelys
- Le pont Saint-Pierre à Toulouse | |
| 7- Equipements et entretien | 23 |
| - Petites causes... grands effets
- Les gardes-corps double fonction
- Vérinage des tabliers sous circulation
- Point de vue. Pourquoi ne met-on pas d'étanchéité sur les ouvrages voûtés en BA | |
| 8- Calculs - Informatique | 26 |
| - Logiciels ouvrages d'art pour micro-ordinateurs | |
| 9- SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'Art" | 27 |
| 10- Coordonnées des rédacteurs | 28 |

Editorial

Le cinquième numéro du bulletin de liaison s'ouvre avec un article sur l'intervention de la Direction des Routes en matière de gestion de de modernisation du patrimoine ouvrages d'art du réseau national.

Près d'une dizaine d'années après la parution de l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art du 19 octobre 1979 qui a marqué le lancement officiel d'une politique de sauvetage des infrastructures de génie civil, le moment paraît venu de dresser un bilan des travaux de réparation entrepris à travers la FRANCE sur les ouvrages de tous types, dans des conditions physiques contrastées et avec des moyens très divers.

Parmi les rubriques de ce bilan, figureraient le recensement des technologies utilisées en explicitant leurs succès et leurs échecs, les quantités réellement mises en œuvre et les dépenses consenties en les comparant aux prévisions des marchés, les durées de vie supplémentaires escomptées, les économies réalisées par rapport à des options entraînant la reconstruction totale ou partielle de l'ouvrage.

Sans attendre l'achèvement des fascicules annexés à la circulaire, tâche qui reste de première urgence, il y aurait désormais quantité de matériaux permettant d'actualiser les plus anciens d'entre eux et d'enrichir des contenus à l'origine surtout orientés vers l'expertise des désordres par la description des techniques de réparation et des précautions à prendre.

L'attente la plus forte en ce sens relevée lors de visites sur le terrain concerne les murs de soutènement en maçonneries ou en pierres sèches qui représentent un capital considérable, souvent détenu par des Collectivités qui, ne disposant que de faibles ressources financières, seraient intéressées par des technologies adaptées à leurs moyens.

Plus rarement formulés, les besoins relatifs aux ouvrages hydrauliques paraissent également très importants.

Le bulletin, qui réserve à juste titre déjà nombre de ses pages aux problèmes posés par la remise en état des ouvrages d'art et à des exemple, ne pourrait manquer de s'ouvrir aux échanges d'idées qu'impliquerait l'élaboration d'un bilan décennal.

M. PRUNIER



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

46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92223 BAGNEUX CEDEX - FRANCE
Tél. (1) 42.31.31.31 - Télécopieur : (1) 42.31.31.69 - Téléfax : 260763 F

L'intervention de la Direction des Routes en matière de gestion et de modernisation du patrimoine d'ouvrages d'art du réseau national

La surveillance et l'entretien du patrimoine des ouvrages d'art est l'une des tâches primordiales des services départementaux de l'Équipement car la permanence de la circulation sur le réseau routier dépend en premier lieu de la pérennité des ouvrages d'art.

Le document technique de référence est l'Instruction Technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art du 19 octobre 1979 et les fascicules qui lui sont annexés.

En ce qui concerne l'articulation des programmes et les procédures prévues en matière d'entretien, de grosses réparations et de modernisation des ouvrages sur le réseau national, la politique est définie par la Direction des Routes. Elle est précisée dans la directive du 5 juillet 1985 et la mise à jour par la lettre-circulaire du 23 août 1988. Elle s'articule selon trois axes d'intervention :

- la surveillance et l'entretien courant
- les opérations individualisées urgentes
- les renforcements coordonnés d'ouvrages d'art.

La surveillance et l'entretien courant

Les crédits sont attribués forfaitairement et annuellement en fonction du nombre et de la surface des ouvrages du réseau national géré par la Direction Départementale de l'Équipement tels qu'ils apparaissent dans l'enquête adéquation missions-moyens.

La surveillance et l'entretien courant se rapportent :

- à la surveillance continue et périodique définie au chapitre 2 de la 1^{re} partie de l'Instruction Technique du 19 octobre 1979
- aux travaux d'entretien et de réparation dont le montant n'excède pas 300 000 F par ouvrage
- aux études courantes.

Cette mission est maîtrisée par le Directeur Départemental de l'Équipement qui décide des opérations à réaliser et de l'affectation des A.P. et C.P.

Les opérations individualisées urgentes

Y sont inscrites les opérations qui par ouvrage sont d'un montant supérieur à 300 000 F.

Sont concernés :

- les ponts de + 2 mètres d'ouverture
- les murs de + 2 mètres de hauteur
- les tunnels et les tranchées couvertes
- les galeries de protection contre les avalanches et les chutes de pierres
- les VMD, ponts provisoires et passerelles.

A compter du 1^{er} janvier 1989 seront inclus à ce titre la réparation et le renforcement des ouvrages sur des routes nationales où seules les chaussées avaient été renforcées dans la mesure où elles sont situées sur les itinéraires dits des « 3 000 kms ».

Les Directions Départementales de l'Équipement proposent l'inscription de réparations d'ouvrages à un programme triennal. La Direction des Routes décide de l'inscription à ce programme et délègue A.P. et C.P. au fur et à mesure de l'avancement du dossier et des travaux.

Le programme triennal est glissant de telle sorte que tous les ans la programmation des travaux et la préprogrammation pour les travaux des deux années suivantes puissent être ajustées en fonction de l'évolution des urgences.

Procédure d'inscription

Le dossier d'inscription des ouvrages d'art (DIOA) comprend les documents suivants :

- plan du département
- rapport de synthèse expliquant la pertinence des propositions, l'état d'avancement du dossier, les priorités
- un dossier par ouvrage.

Il sera à fournir par les Directions Départementales de l'Équipement avant le 30 septembre de l'année (n-1). Bien sûr, les dossiers par ouvrage ne seront pas à produire s'ils l'ont été les années précédentes.

Procédure d'instruction

Le DIOA est adressé à la Direction des Routes REG/2, à l'IGOA et aux organismes techniques SETRA, CETE, CETU (si nécessaire). L'IGOA transmet à la Direction des Routes un avis technique où il précise ses observations sur les solutions retenues, ses propositions et il conduit en proposant, pour chaque ouvrage dans le DIOA, soit l'acceptation du DIOA soit l'établissement d'un avant-projet (APROA) plus précis et plus détaillé. Cet APROA est instruit dans les mêmes conditions que le DIOA.

Compte tenu des avis des IGOA et des possibilités annuelles du budget la Direction des Routes établit le programme triennal.

A compter du 1^{er} janvier 1989 il est créé des **éléments conversationnels** entre DDE-IGOA et DR. Ces éléments prennent la forme de deux tableaux (un pour les études et un pour les travaux) dans lesquels sont regroupés les demandes des Directions Départementales de l'Équipement, l'avis de l'IGOA et la décision de la Direction des Routes quant à la programmation pour les années (n+1) et (n+2).

En début d'année n ces tableaux seront retournés en D.D.E. en précisant les A.P. prévues sur trois ans. Ensuite ils seront renseignés et retournés en D.D.E. en cours d'année, à chaque étape de l'avancement technique et administratif du projet.

Les Directions Départementales de l'Équipement gardent la faculté de demander à modifier les propositions formulées l'année antérieure pour réestimer un projet en cours de travaux ou introduire une opération devenue urgente. L'ordre des priorités devra être modifié. Le nouveau DIOA devra recueillir l'avis de l'IGOA.

Les renforcements coordonnés d'ouvrages d'art

Depuis quelques années toutes les réparations ou mises au gabarit concernant des ouvrages d'art situés sur des itinéraires de renforcements coordonnés de chaussée doivent être prises en compte simultanément. Les procédures d'inscription et d'instruction sont les mêmes que pour les opérations individualisées à savoir DIRCOA (RC pour renforcement de chaussée) et APRCOA éventuellement.

A compter du 1^{er} janvier 1989 ces travaux seront financés dans le cadre du programme annuel des renforcements coordonnés de chaussée. Le DIRCOA sera présenté simultanément avec le dossier d'avant-projet de renforcement de chaussée.

Conclusion

La direction des Routes attache beaucoup d'attention à la gestion du patrimoine d'ouvrages d'art du réseau national. D'année en année le budget des opérations individualisées urgentes est en augmentation de 20 %.

Le souci de la Direction des Routes est actuellement de connaître avec précision l'importance de l'état de ce patrimoine pour pouvoir argumenter auprès du Budget les demandes de crédit d'entretien et de réparation. L'utilisation d'Edouart, logiciel de gestion des ouvrages d'art, présenté au N° 4 de cette revue, par toutes les Directions départementales de l'Équipement permettra à l'Administration Centrale de collecter rapidement et avec plus de certitude les informations qui lui sont indispensables.

J. DANTIGNY

PROGRAMME TRIENNAL DE RÉPARATION DES OUVRAGES D'ART										annexes A2 à la lettre circulaire du 23 août 1988			
ANNÉES 19 - 19 - 19													
FICHE D'INSCRIPTION ET DE PROGRAMMATION DES OPÉRATIONS INDIVIDUALISÉES													
ÉTUDES													
RÉGION :													
DÉPARTEMENT :													
N° d'inscription	IDENTIFICATION DE L'OPÉRATION			PROPOSITIONS D.D.E.				DÉCISION DE LA DIRECTION DES ROUTES					
	N° d'identification	Nom/Commune/Statut	Travaux ou observations (1)	Date :				Date :					
				A.C. CETE		A.P.		Programmation année n		Préprogrammation année n+1			
				Mantent (X1)	Amélior (X2)	Mantent (X1)	Amélior (X2)	délagués	primés	délagués	primés	A.C. CETE	A.P.

(1) indiquer si l'ouvrage est situé sur un itinéraire de renforcement coordonné
(2) années d'exécution souhaitées

PROGRAMME TRIENNAL DE RÉPARATION DES OUVRAGES D'ART										annexes A2 à la lettre circulaire du 23 août 1988	
ANNÉES 19 - 19 - 19											
FICHE D'INSCRIPTION ET DE PROGRAMMATION DES OPÉRATIONS INDIVIDUALISÉES											
TRAVAUX											
RÉGION :											
DÉPARTEMENT :											
N° d'inscription	IDENTIFICATION DE L'OPÉRATION			PROPOSITIONS D.D.E.		AVIS de l'IGOA	DÉCISION DE LA DIRECTION DES ROUTES				
	N° d'identification	Nom/Commune/Statut	Travaux ou observations (1)	Date :			A.P. antérieures	Programmation n		Préprogrammation	
				Mantent (X1)	Amélior (X2)			A.P. délagués	A.P. primés	n+1 A.P. primés	n+2 A.P. primés

(1) indiquer si l'ouvrage est situé sur un itinéraire de renforcement coordonné
(2) années d'exécution souhaitées
(3) date de l'avis, montant opposé ou demande d'APROA

Deuxième partie

Les composants de la qualité esthétique des ponts

L'aspect d'un pont doit avant tout traduire le mécanisme de la structure qui s'inscrit dans les données géométriques du projet et les contraintes du franchissement.

Cette structure ne doit pas devenir le support et l'expression d'un décor correspondant à une mode architecturale ou un style régional qui sont souvent l'aboutissement d'un processus de conception où la recherche de l'image et de l'original l'emporte sur celle de la valeur pure.

Dans les ponts et plus précisément dans les grands ouvrages, la matière en superflu qui pèse et qui coûte, est l'ennemi de la structure. L'évolution des matériaux (maçonnerie, béton armé et béton précontraint - fonte et acier) et des techniques qui en dérivent a donné naissance à des types de structures de plus en plus performantes qui permettent de concevoir des portées de plus en plus grandes et des ouvrages de plus en plus élancés.

L'esthétique de nos ponts contemporains est l'expression de cet acquis qui doit se valoriser dans la conception des divers éléments qui les constituent. La qualité esthétique d'un pont se perçoit tout d'abord dans sa silhouette qui en représente les proportions générales :

- élancement et lignes de force (statique, dynamique, horizontale, verticale ...)
- nombre et répartition des travées
- rapport volumétrique entre les éléments porteurs, les appuis, et l'élément porté, le tablier.

C'est au travers de l'élégance et de l'harmonie de cette silhouette et de sa capacité à s'intégrer aux conditions et au caractère de l'environnement où elle se situe, que s'apprécie dès le premier contact la qualité esthétique de l'ouvrage.

Ceci est particulièrement sensible dans les grands ponts qui, par leur dimension et par leur situation dans des brèches souvent dégagées, ont un impact visuel important, même si celui-ci ne concerne parfois qu'un petit nombre d'observateurs limités à des usagers de voies secondaires ou des riverains isolés.

La silhouette des petits ponts est moins perceptible car leur faible dimension dans un environnement à l'échelle moins imposante, en limite l'impact à une vision le plus souvent rapprochée. Les structures de ces ouvrages sont généralement le résultat d'un choix où les seuls critères techniques et financiers sont considérés, alors que parfois des préoccupations d'ordre essentiellement esthétique peuvent, parmi les différentes solutions envisagées dans les contraintes d'un franchissement, orienter ce choix vers des structures qui s'accordent mieux aux conditions de l'environnement.

C'est ainsi que pour les usagers de voies autoroutières on pourra, dans certaines situations de tracé en courbe ou de profil en long en déblai, assurer une meilleure transparence sur l'environnement, en préférant pour les ouvrages des voies franchis-

santes, des structures à deux ou trois travées entre piles culées ou encore on pourra en quelques points singuliers d'un itinéraire, comme les échangeurs avec des centres urbains, des zones commerciales ou industrielles..., projeter des structures entre culées permettant des traitements architecturaux qui marqueront la spécificité du lieu.

Cette évocation des traitements architecturaux introduit le deuxième critère d'appréciation de la qualité esthétique d'un pont qui est celui de l'aspect des divers éléments constitutifs de la structure : le tablier et ses superstructures, les appuis (piles, piles-culées ou culées) et les équipements directement associés à l'ouvrage.

Dans les petits ouvrages, la conception de ces éléments offre une grande liberté d'expression de formes, de modénatures et de parements qui tout en respectant les principes de la structure, permet d'en diversifier et d'en personnaliser l'aspect.

Dans cette recherche, il paraît néanmoins raisonnable de se fixer des objectifs et des niveaux de prestations qui tiennent compte de la situation et des conditions d'observation des ouvrages ; il sera souhaitable par exemple de traiter dans un esprit différent un pont sur autoroute en rase campagne dont l'observateur ne recherche essentiellement que la silhouette et un pont en milieu urbain dont on estimera plus particulièrement la qualité de conception des parements soumis aux agressions quotidiennes des graffitis et des affichages.

Dans les grands ponts, le traitement architectural des éléments constitutifs se situe à un autre niveau de perception qui est essentiellement celui des formes qui devront traduire le mécanisme de la structure et les grandes lignes directrices de l'ouvrage : le profil en long par sa corniche et ses superstructures, son élancement ou sa massivité par la verticalité ou l'horizontalité des piles.

A l'échelle de ces ouvrages, l'aspect des parements ne fera pas l'objet d'une recherche particulière, si ce n'est celle de leur bonne exécution en sorte de ne pas entacher la qualité des formes.

A la lumière des différentes réflexions précédemment évoquées et bien que tout jugement reste essentiellement subjectif, chacun avec sa propre sensibilité, sa capacité d'appréciation et ses connaissances des règles de la composition et de l'harmonie, peut faire la différence entre le vilain, le quelconque et enfin le bel ouvrage, celui que l'on remarque et qui engendre l'émotion esthétique.

Ph. FRALEU

Le viaduc de l'Hopital sur Rhins

La Direction Départementale de l'Équipement de la Loire, chargée de la Maîtrise d'Ouvrage de l'aménagement à deux fois deux voies de la Route Nationale 7 au Sud de ROANNE, a confié au S.E.T.R.A. l'établissement de l'avant-projet du viaduc de l'HOPITAL-SUR-RHINS.

Cet ouvrage, qui porte donc une route à deux chaussées séparées, franchit successivement l'ancien tracé de la RN 7 qui est dès à présent affecté à la voirie locale, une ligne de chemin de fer et la rivière du Rhins.

Une dizaine de solutions avaient été envisagées lors des études préliminaires. Cinq d'entre elles avaient été retenues dans l'avant-projet sommaire : deux comportant des tabliers dédoublés et trois comportant un tablier unique. Ce sont ces trois dernières solutions qui ont finalement été proposées en tant que solutions de base, lors de la consultation des entreprises.

Il s'agissait :

- d'un pont en béton précontraint dont le tablier était un caisson à deux âmes et grands encorbellements, soutenus par des bracons extérieurs, qu'il était envisagé de mettre en place par poussage,
- d'un pont en ossature mixte à deux poutres en acier reliées par des entretoises portant une dalle en béton précontraint transversalement. Ce tablier devait être construit de façon traditionnelle, c'est-à-dire par lançage des poutres seules et bétonnage en place de la dalle,
- d'un pont en ossature mixte de conception dérivée de celle de la solution précédente, mais dont le tablier était précontraint longitudinalement par des câbles extérieurs, après achèvement de sa construction.

Nous nous bornerons, ci-après, à décrire cette dernière solution qui est la plus originale. Indiquons simplement que les résultats de l'appel d'offres sont maintenant connus et qu'ils font apparaître un très net avantage financier pour les deux solutions mixtes par rapport à la solution en béton, alors que les écarts de coût entre solution mixte traditionnelle et solution mixte précontrainte sont de quelques « pour-cents » et avec des classements différents selon les entreprises. Le choix définitif de la solution n'est pas arrêté à l'heure où nous écrivons ces lignes.

Description du tablier de l'ouvrage mixte précontraint

L'ouvrage est une poutre continue à quatre travées de 59 mètres, deux fois 64 mètres et 33 mètres de portées. La structure transversale est constituée de deux poutres en acier, en I, de 3,20 mètres de hauteur reliées par des entretoises espacées de huit mètres et qui portent une dalle en béton précontrainte transversalement. La largeur de la dalle est de 22,60 m et l'entraxe des poutres est de 12,60 m. La dalle a une épaisseur de 25 cm en rive d'ouvrage, 40 cm au droit des poutres et 28 cm sur les 7,00 mètres centraux. Elle est précontrainte par des câbles 4 T 15 transversaux espacés de 70 centimètres. Les poutres ont une âme d'épaisseur constante d'un bout à l'autre de l'ouvrage, égale au 1/200 de la hauteur soit 16 mm, valeur considérée comme le minimum admissible compte tenu des règles de dimensionnement vis-à-vis du voilement, qui utilisent le domaine de résistance post-critique. Les semelles inférieures ont une largeur constante de 1,00 mètre et une épaisseur maximum de 70 mm. Les semelles supérieures ont une largeur constante de 0,75 mètre et une épaisseur maximum de 70 mm. Cette dernière valeur aurait sans doute pu être optimisée si l'on avait prévu des mises en tension de câbles de précontrainte au cours de la construction de la dalle. Cette option n'a finalement pas été adoptée pour ne pas créer de difficultés particulières d'exécution.

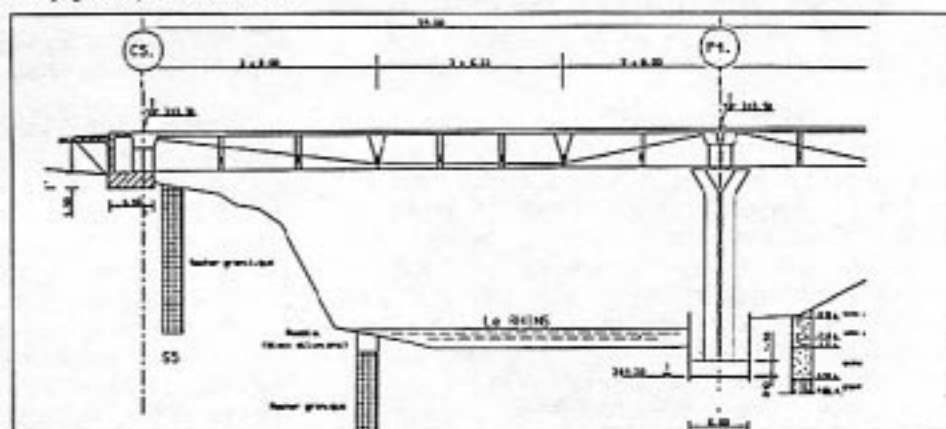


Fig. 1 Coupe longitudinale d'une travée

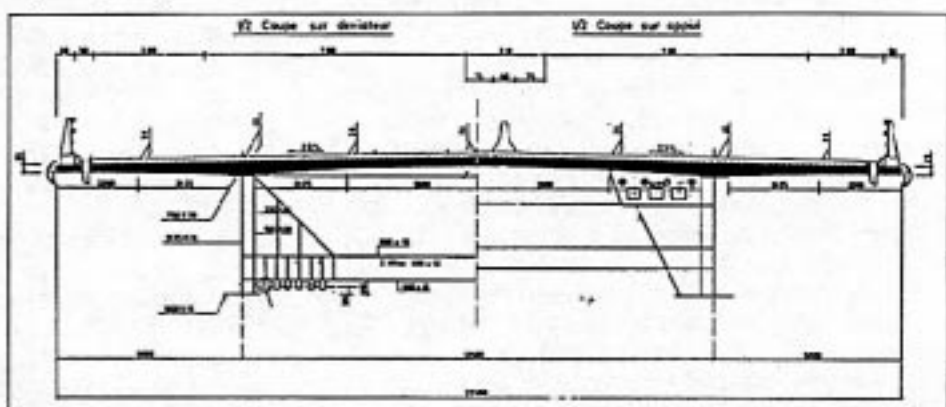


Fig. 2 Coupe transversale

La précontrainte longitudinale est réalisée à l'aide de câbles 19 T15 adoptant la technologie des câbles extérieurs. Les ancrages de ces câbles sont situés dans de forts bossages en béton situés au droit des appuis et intégrés dans l'entretoise d'appui. Les câbles sont tous déviés au quart de chaque travée sur un déviateur en acier qui remplace, à cet endroit, l'entretoise courante. Ce déviateur est constitué de deux voiles triangulaires en V qui remontent l'effort de précontrainte vers l'âme et d'un buton en caisson qui reprend le moment dû à l'excentricité du plan moyen des câbles par rapport au plan de l'âme. La précontrainte extérieure est modulée, selon les travées, du fait de la forte dissymétrie longitudinale de l'ouvrage (de douze câbles dans la travée de cinquante neuf mètres à huit câbles dans la travée de trente trois mètres). Notons, en ce qui concerne les règles de dimensionnement, que l'on a adopté le principe d'utiliser le domaine post-critique pour le voilement des âmes. Ceci conduit à supposer que les âmes se dérobent vis-à-vis des contraintes normales. On néglige donc leur section dans le calcul des caractéristiques géométriques de la section ainsi, évidemment, que dans les justifications. Les âmes résistent par contre à l'effort tranchant, par formation de bielles tendues qui transmettent l'effort tranchant aux montants comprimés que forment les raidisseurs verticaux.

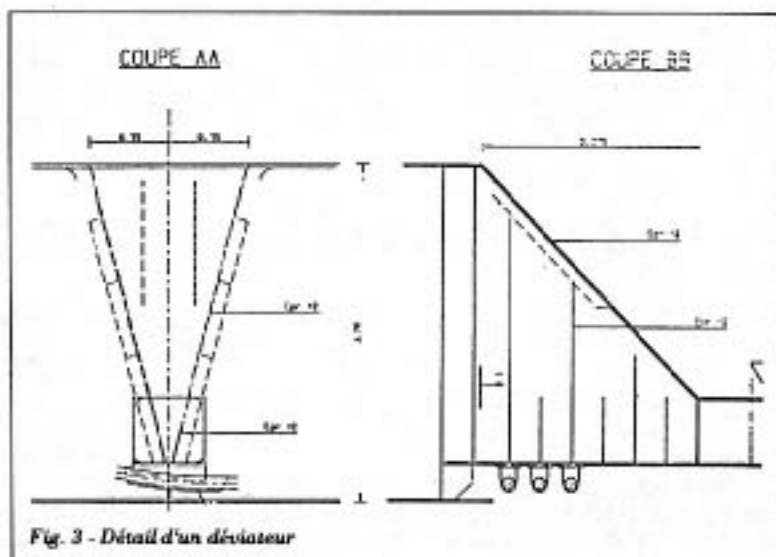


Fig. 3 - Détail d'un déviateur

Souhaitons, en conclusion, que ce projet, dont les idées directrices résultent des enseignements tirés de la construction de plusieurs ouvrages « innovants » récents (LA FERTE SAINT-AUBAIN, ARBOIS, COGNAC et CHAROLLES), voie le jour et confirme l'intérêt d'associer la précontrainte aux constructions mixtes.

G. CAUSSE

Construction de l'ouvrage de franchissement de l'autoroute A1 du parc Astérix, à Plailly

Le parc d'attraction « Astérix » est situé en bordure de l'autoroute A1, à Plailly, entre les sorties de Survilliers et de Senlis. La possibilité d'accès direct au parc par l'autoroute A1 a nécessité la construction d'un échangeur comportant un ouvrage d'art franchissant l'autoroute A1 et les canalisations de gaz qu'il longe.

La SANEF exerce la maîtrise d'Ouvrage de cette opération et en a confié la maîtrise d'Oeuvre à la Direction Départementale de l'Équipement de l'Oise. La solution de base établie par la DDE était un franchissement de type pont dalle en béton précontraint, coulé sur cintre. L'entreprise Campenon Bernard a proposé la construction d'une solution variante originale qui permettait de s'affranchir presque totalement (à trois nuits près) des problèmes de chantier au dessus de l'autoroute en exploitation. Il s'agissait d'un pont constitué de deux travées isostatiques de 36,60 mètres de portée. Les appuis, fondés superficiellement, sont deux culées creuses et une pile centrale. Le tablier est une ossature mixte constituée de deux poutres en acier à âmes raidies par plissage selon un motif trapézoïdal, et d'une dalle en béton, nervurée transversalement.

Les originalités de cet ouvrage sont nombreuses, tant dans sa conception que dans son mode de construction. Tout d'abord les culées creuses ont une dalle de couverture identique à la dalle du tablier ce qui permet un réemploi intéressant du coffrage. Leurs murs sont constitués de panneaux préfabriqués à parements architectoniques montés sur des poteaux en béton coulé en place. Le tablier a une longueur de 12 mètres et une épaisseur de 2,00 mètres. Les âmes plissées ont une épaisseur de 8 mm en partie courante, portée à 12 mm près des appuis. La semelle inférieure est d'épaisseur variable (dimension maximum : 70 mm). La semelle supérieure est destinée à recevoir les connecteurs en cornière. Les poutres ne sont entretoisées qu'au droit des appuis, leur rigidité propre ainsi que celle de la dalle nervurée

rendent effet inutile un entretoisement intermédiaire, d'autant que la semelle inférieure est toujours tendue. Le hourdis supérieur comporte des nervures de 60 cm de hauteur entre les poutres. Il est précontraint par des câbles 7 T 13. Ce hourdis travaille en classe III transversalement.

L'une des deux travées (celle qui franchit les conduites de gaz) a été construite sur place avec un étaieement ponctuel provisoire des poutres. L'autre travée (celle qui franchit l'autoroute A1) a été construite sur un étaieement selon le même principe, en bordure de l'autoroute, puis elle a été translaturée longitudinalement jusqu'à sa position définitive. Le principe de la translation a été le suivant : la travée était fixée sur deux bécilles situées à chacune de ses extrémités, les pieds des bécilles comportaient des boogies roulant sur rouleurs express. Après coupure de la circulation de l'autoroute dans un sens, on a monté la voie provisoire constituée de deux rails lourds type BUBAC reposant sur des plaques en béton armé posées directement sur la chaussée avec un sablon de répartition et l'on a pu translaturer le tablier jusqu'au terre-plein central de l'autoroute. La voie provisoire fut alors démontée permettant la reprise de la circulation, puis la répétition de l'opération pour le franchissement de l'autre chaussée. Après un essai infructueux faute de quelques mises au point de dernière minute, l'opération s'est déroulée comme prévu en deux nuits.

Le projet construit a été conçu par le bureau d'étude de Campenon Bernard et exécuté par la Division des Ouvrages Spéciaux de l'entreprise. Les parties métalliques ont été fabriquées par la CFEM. Le Maître d'Oeuvre s'est entouré des conseils du SETRA et du CETE de Lille qui ont participé à la mise au point de l'avant projet et au contrôle des plans d'exécution.

G. CAUSSE 6

Un projet Binational : Le Viaduc de Bardonnex

(Franchissement d'une ancienne carrière transformée en décharge)

Conformément à l'esprit de ce bulletin, cet article n'engage ni le maître d'ouvrage, ni le maître d'œuvre, mais seulement son auteur.

Cadre géographique et juridique de l'opération

Le viaduc de Bardonnex se trouve à l'extrémité nord de l'autoroute A 401 ANNECY-GENEVE, dont une première section doit assurer dès 1991 la liaison entre l'autoroute A 40 MACON-GENEVE-Tunnel sous le MONT-BLANC et l'autoroute de contournement de Genève RN 1a.

A l'emplacement de l'ouvrage, le territoire helvétique forme une saillie en losange de 300 m de côté. Une carrière y a été ouverte, creusant un trou de près de 40 m de profondeur sur 200 m de large. Elle a ensuite servi de décharge pour les déblais

les modalités pratiques de son application.

La construction et l'exploitation de l'autoroute A 401, viaduc compris, ont été concédées par l'Etat Français à la Société du Tunnel sous le Mont-Blanc, qui a choisi pour maître d'œuvre SCETAURCUTE RHONE-ALPES.

Caractéristiques des sols

Avant l'ouverture de la carrière, le site avait l'aspect d'un large vallon à fond plat.

A l'exception des matériaux divers déversés au fond du trou depuis 1978, les sols concernés par l'ouvrage ont été déposés et modelés par l'avancée et le recul des glaciers alpins lors des glaciations successives du quaternaire :

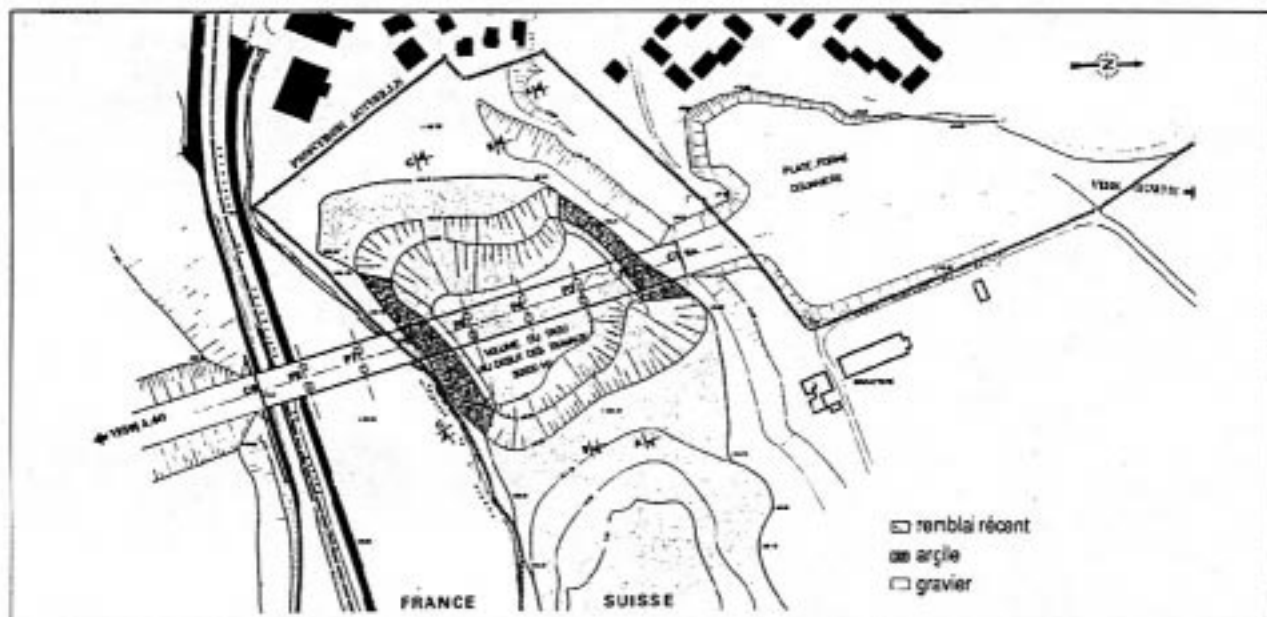


Fig. 1 - Vue en plan

impropres à tout réemploi issus des chantiers genevois. Quand le tracé de l'autoroute a été fixé, les dépôts ont été interrompus dans l'assiette du futur ouvrage ; il subsiste donc aujourd'hui une cuvette de 25 m de profondeur, qu'il est prévu de franchir en viaduc. Compte tenu de la rareté des décharges autour de l'agglomération Genevoise, les autorités locales souhaiteraient vivement achever son comblement après la construction de l'ouvrage. A 80 m au sud de la frontière, les franchissements de la route nationale 206, de la voie ferrée SNCF et d'une voie communale justifient le prolongement du viaduc en un seul ouvrage continu de 356 m.

Le viaduc de Bardonnex se trouve ainsi pour deux tiers environ de sa longueur en territoire helvétique et pour un tiers en territoire français. Un échange de territoire entre les deux pays est prévu, qui doit placer l'ouvrage en France en totalité ; mais il n'interviendra qu'après sa mise en service. Cette situation particulière a conduit le gouvernement français et le Conseil Fédéral Suisse à conclure un accord pour régler les conditions de la construction et de l'exploitation de l'ouvrage (27 septembre 1984). Cet accord confie à l'Etat Français la maîtrise de l'ouvrage et définit la participation financière de la confédération helvétique. Il institue une commission mixte paritaire chargée de suivre

- les terrains sur lesquels l'exploitation de la carrière s'est arrêtée sont constitués de matériaux fins limono-argileux, épais d'une cinquantaine de mètres, déposés lors du retrait des glaces à la fin de la glaciation de RISS, il y a 200000 ans. Consolidés par les glaciations suivantes, ils sont relativement compacts, mais sensiblement moins que ne l'espéraient les premières études : on verra en effet qu'ils restent tout de même assez compressibles pour subir des tassements très importants (de l'ordre de 30 cm) si le comblement de la carrière était poursuivi jusqu'au niveau initial du terrain naturel. Sous ces limons de retrait, la moraine franche des glaciers de Riss est beaucoup plus compacte. Reconnue par sondages à 70 m sous le fond actuel de l'excavation, elle est malheureusement hors d'atteinte des fondations de l'ouvrage.
- au-dessus du « retrait rissien », la glaciation suivante (période de WÜRME) a déposé une nouvelle moraine, dont la partie profonde, connue des carrières genevoises sous le nom « d'alluvion ancienne », fournit d'excellents remblais. Ses assises gravo-sableuses, compactes, parfois indurées, ont été exploitées sur les 20 mètres intérieurs de la carrière de Bardonnex.

- au fond du vallon, le ruissellement et l'érosion éolienne ont déposé une douzaine de mètres de limons argileux reposant directement sur l'alluvion ancienne. Exploités par la briqueterie voisine, ils subsistent sur les deux bords de la carrière où ils forment des talus de stabilité très précaire, qu'il est nécessaire de purger avant les travaux.

mixtes bipoutres, mais sans modifier la travure. Toute autre variante serait interdite.

Problèmes posés par le comblement ultérieur de la carrière

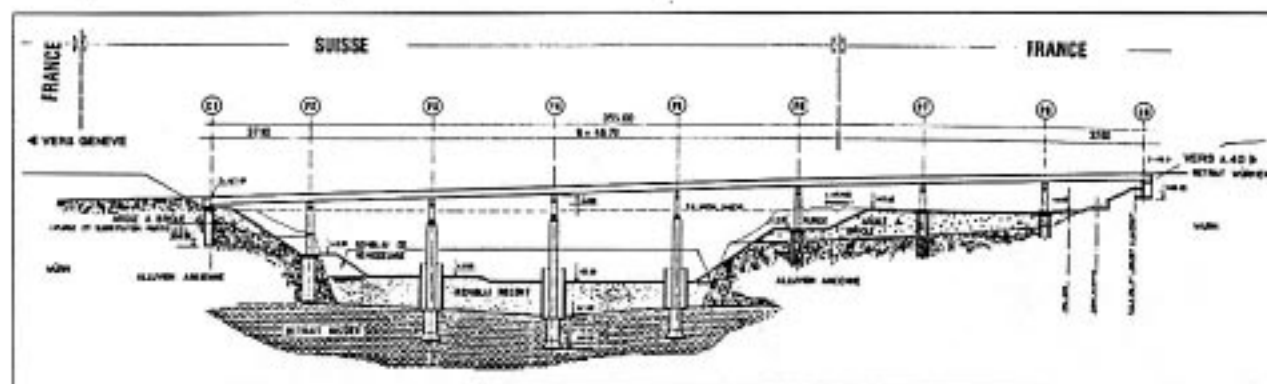


Fig. 2 - Coupe longitudinale

A l'exception de la culée sud que l'on peut fonder superficiellement dans la moraine de WÜRME, tous les appuis exigent des fondations profondes pour traverser soit l'argile à briques des rives, soit les matériaux de décharge déversés dans la carrière.

La Direction des Travaux Publics de Genève tenait beaucoup à la possibilité de combler intégralement la carrière après la construction de l'ouvrage. Mais la charge des quelques 25 m de matériaux déposés sur une aire de près de 150 m de côté (1 million de tonnes) aurait deux conséquences sur les appuis situés dans la carrière :

Genèse du projet

Les premières réflexions ont été menées à la fin des années 1970 par le groupe d'étude franco-suisse consacré à l'amélioration de relations autoroutières entre les deux pays. Celui-ci avait conclu à l'impossibilité de traverser la carrière en terrassements, faute de matériaux disponibles pour l'exécution du remblai. Le passage en viaduc avait alors été décidé. En 1982, une première étude suisse proposait trois solutions comportant chacune 12 travées continues, la portée de base étant de 30 m. Ces courtes portées semblent montrer que les fondations de l'ouvrage ne donnaient aucune inquiétude. En 1983, l'APSS de la liaison A 40 - Frontière Suisse présentait pour le viaduc de Bardonnex deux solutions : l'une à 7 travées dont les plus grandes portées étaient de 57 m, l'autre à 5 travées dont la plus longue avait 110 m de portée, de façon à n'implanter que deux appuis dans la carrière. Le 2 septembre 1986, la première séance de la Commission Mixte franco-suisse eut pour objet de fixer le choix de la solution à construire et les conditions de l'appel d'offres. On y examina le dossier d'Étude Préliminaire préparé par Scotaurooute. Celui-ci comparait plusieurs travures possibles, toutes restant dans le domaine de portées limité par les solutions suisses initiales et par la solution à 5 travées proposée par l'APSS. Encore pensait-on que, pour des raisons de coût et d'aspect de l'ouvrage après comblement complet de la carrière, des portées supérieures à 60 m n'étaient pas adaptées à ce site. En particulier on avait exclu la possibilité de franchir la carrière par une seule grande travée haubanée.

Le choix de la commission s'est porté sur un ouvrage à 8 travées continues de 37,9 m - 6 x 46,7 m - 37,9 m, la solution de base pour la consultation des entreprises comportant deux tabliers caissons en béton précontraint construits par la méthode du poussage cadencé. A la demande du Setra, il fut admis que les concurrents puissent proposer en variante des tabliers

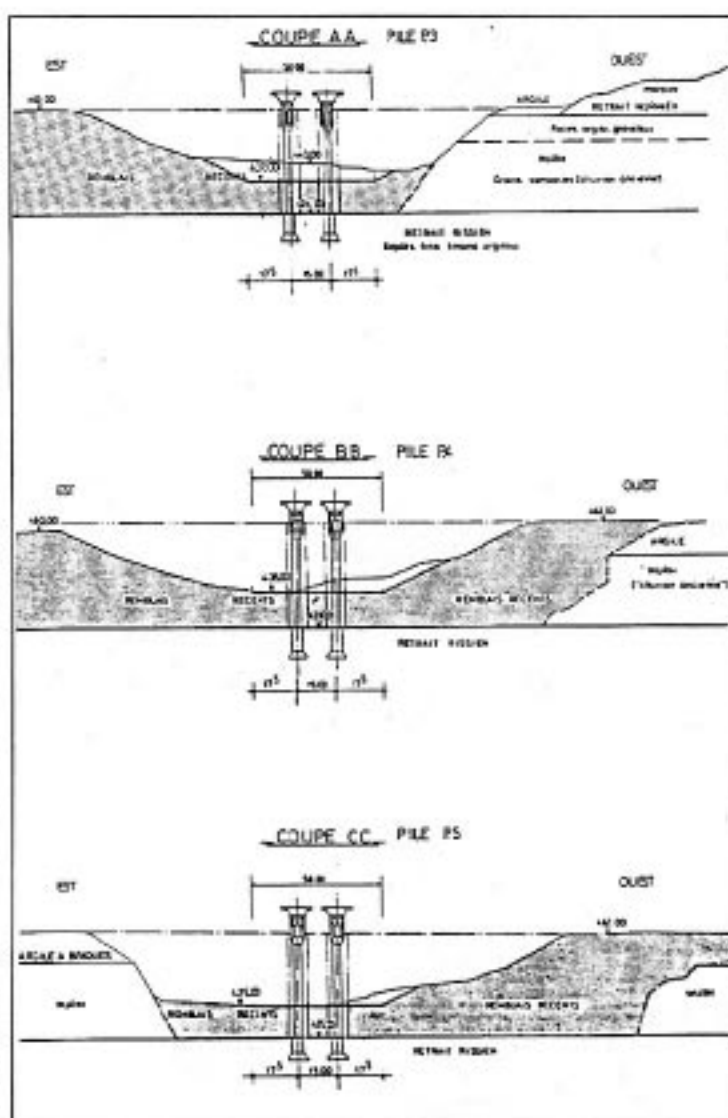


Fig. 3 - Coupes transversales

- elle provoquerait d'abord dans les matériaux de décharge déjà présents au fond du trou des tassements à la fois très inégaux et très importants (de l'ordre du mètre). Ces tassements désorganiseraient les remblais sus-jacents et risqueraient ainsi d'induire des poussées horizontales inadmissibles sur les piles ; ils développeraient également sur toute la hauteur des fûts des frottements négatifs dont l'ordre de grandeur serait supérieur à celui des descentes de charges de l'ouvrage.
- elle provoquerait aussi un tassement d'ensemble de plusieurs décimètres des limons argileux du retrait rissien qui forment le fond de la carrière, entraînant dans ce mouvement les piles qui y sont fondées. Comme les piles situées de part et d'autre de la carrière, fondées sur l'alluvion ancienne, ne tasseraient pratiquement pas, il en résulterait donc des tassements différentiels d'appui de très grande amplitude, inadmissibles par les tabliers.

Si les risques liés aux tassements des remblais de décharge avaient été clairement perçus lors de l'étude préliminaire, l'éventualité d'un tassement d'ensemble du substratum, encore plus redoutable pour l'ouvrage, n'a été reconnue qu'après l'exploitation par le laboratoire de SCETAURROUTE et le bureau genevois SOLAB des reconnaissances détaillées effectuées par FONDASOL (juin 1987).

Le retrait rissien, rarement rencontré sur les chantiers de l'agglomération, était réputé incompressible ; on a jugé nécessaire de contrôler les premiers résultats par des essais oedométriques pratiqués sur 12 échantillons prélevés de 14 à 57 m de profondeur dans un sondage carotté foré jusqu'à 107 m du fond actuel de l'excavation. Ces essais ont été exécutés et interprétés au laboratoire de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (avril 1988). Ils ont confirmé que le comblement complet induirait des tassements différentiels entre les piles situées au fond et sur les bords du trou qui pourraient atteindre de 20 à 30 cm au bout de nombreuses années. Comme l'exprimait diplomatiquement l'avis de la Direction des Routes sur l'AP, « il semblait inapproprié dans ces conditions de se fixer a priori l'objectif d'un comblement total de la carrière ».

Comment concilier la sécurité de l'ouvrage et le comblement ultérieur ? Plusieurs solutions furent envisagées : Dans l'une, un pont à haubans dissymétrique franchissait la carrière d'une seule travée de 320 m. Pour des raisons de coût, de délai et d'aspect final (le pylône avait 80 m de haut) elle fut rejetée. Dans l'autre on proposait de fonder l'ouvrage à 86 m sous le niveau final du sol, afin d'éviter les couches superficielles du Riss, les plus affectées par les tassements. Mais cela compliquerait énormément les fondations et les piles, sans éliminer les tassements, qui n'étaient réduits que de moitié. Finalement, sans remettre en cause le choix de la solution retenue au départ par la commission franco-suisse, on a incorporé au projet mis en consultation les précautions suivantes :

- compactage dynamique des dépôts déjà présents dans la carrière, après une purge partielle destinée à ramener leur épaisseur à une douzaine de mètres ; ce compactage doit porter de 1,9 à 4,2 MPa le module pressiométrique moyen des dépôts, avec un indice d'hétérogénéité inférieure à 30%. Il réduira donc les risques de poussées horizontales parasites mais n'éliminera pas les frottements négatifs des remblais ;
- protection des piles par des enceintes qui les isoleront des efforts transmis par les remblais ;

réalisées en caissons havés jusqu'au substratum rissien, on pense qu'elle permettront aux efforts de frottement négatif de se dissiper par simple enfoncement des caissons, sans report de charge sur la fondation des piles ;

- fondation des piles à 12 m sous le niveau le plus bas atteint par la carrière, pour éviter les couches superficielles décomprimées du Riss ; on a prévu des puits uniques de 4,5 m de diamètre évasés à la base à 7,5 m ;
- instrumentation de l'ouvrage pour pouvoir détecter et mesurer les frottements négatifs et les tassements subis par les appuis (voir schéma ci-dessous) ;
- renforcements de la structure de l'ouvrage pour qu'elle puisse supporter les recalages nécessaires : les tabliers seront justifiés en situation normale d'exploitation en tenant compte de tassements égaux à 2 cm plus ou moins 1 cm.

On notera toutefois que l'on reste mal protégé contre les effets d'un tassement de plusieurs décimètres du substratum rissien : on n'a par exemple aucun moyen préventif pour empêcher les piles de s'incliner en s'enfonçant. Malgré les dispositions prévues pour faciliter la correction des tassements différentiels d'appuis, cette opération reste délicate et onéreuse, d'autant plus qu'il faudrait la répéter à plusieurs reprises pendant que l'ouvrage est en service. Il a donc été convenu de subordonner le rythme et l'épaisseur des dépôts à l'observation des tassements et des efforts, afin de ne pas compromettre les conditions d'exploitation de l'ouvrage.

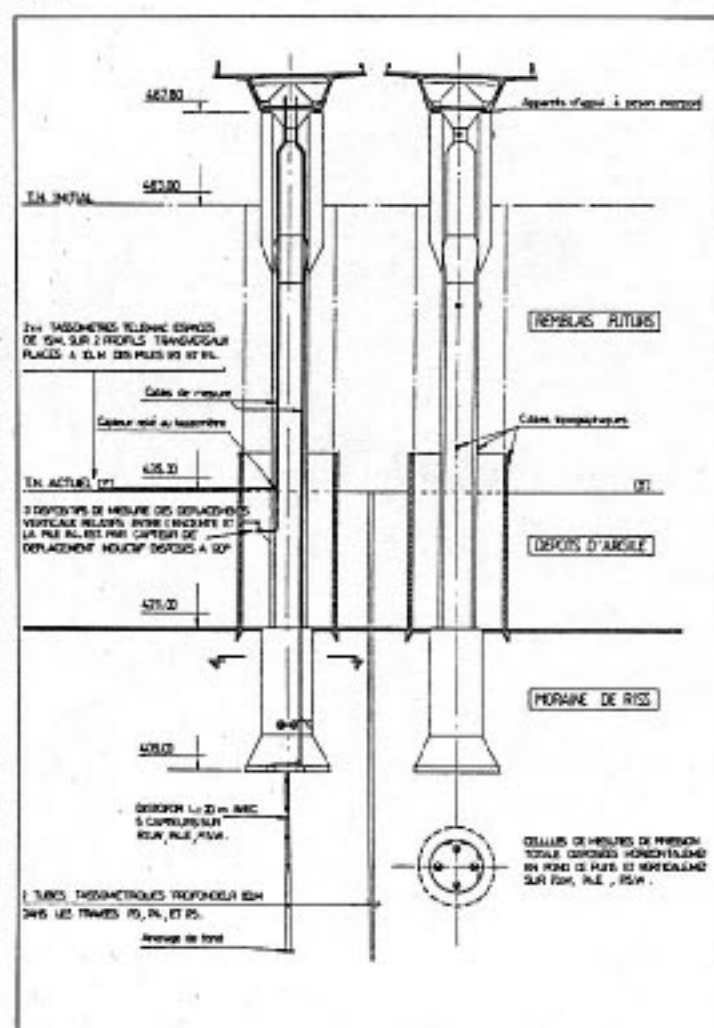


Fig. 4 - Instrumentation des piles implantées dans la carrière.

Consultation des entreprises

Selon l'accord binational, l'ouvrage est réalisé suivant les normes et règlement français. La consultation a donc fait l'objet d'un appel d'offres restreint à variantes limitées, lancé le 22 février 1988. Après appel de candidatures dans les deux pays, la commission Mixte a sélectionné huit groupements franco-suisse.

Trois groupements ont répondu sur la variante à tabliers mixtes, dont les quantités étaient fixées par le D.C.E ; elle s'est chaque fois trouvée légèrement plus chère que la solution de base correspondante. Pour ce motif, et pour des raisons d'aspects, elle a été rejetée malgré sa moindre vulnérabilité vis-à-vis des tassements.

Deux autres variantes non conformes au règlement de l'appel d'offres ont été éliminées. L'une proposait le franchissement de la carrière par un remblai sélectionné de 550 000 m³, dont l'origine n'était pas précisée ; l'autre reprenait l'idée de franchir la carrière par deux fléaux de 100 m coulés en place en encorbellement, comme dans l'APSS.

Comme la répartition des travaux entre les entreprises suisses et françaises figurait parmi les critères de jugement des offres, les concurrents ont souvent remis, pour la même offre de base, plusieurs propositions financières établies sur des hypothèses de répartition différentes. On constate dans tous les cas que le coût global de l'ouvrage augmente avec l'importance des prestations fournies par les entreprises suisses.

Il était possible d'établir par interpolation un classement des concurrents à pourcentage égal de participation suisse, et par chance le moins disant restait toujours le même quand ce pourcentage variait. C'est donc ce groupement, conduit par les GRANDS TRAVAUX DE MARSEILLE, qui a été choisi, sur sa proposition la plus riche en prestations suisses. Le marché a été signé le 1^{er} septembre 1988.

Caractéristiques de l'ouvrage en construction

Les tabliers de 13 m de largeur, élancés au 1/16 seront bétonnés et poussés par demi travées en 15 phases. La précontrainte mixte comporte en section courante :

- 2 paires de câbles ondulés 19T15 extérieurs au béton, mis en place à la fin du poussage,
- 13 paires de câbles de poussage rectilignes 7T15, filants dans les hourdis et ancrés aux extrémités de chaque tronçon. Tous sont définitifs à l'exception des câbles inférieurs des tronçons sur piles.

Le délai global d'exécution, qui inclut une masse importante de terrassements préalables et la réalisation des chaussées, est de 26 mois.

C. CEZARD
J.N. FAVRE

Principales quantités

Terrassements :

déblais de faire de préfabrication :	160 000 m ³
déblais des purges et des accès aux piles :	265 000 m ³
remblais (substitutions, pistes, remodelage) :	100 000 m ³
compactage dynamique :	8 000 m ²

Fondations :

	barrettes	puits marocains	enceintes de protection
Longueur cumulée	270 m	102 m	136 m
Béton	1 000 m ³	2 030 m ³	1 300 m ³

Appuis :

	piles	culées	murs paysagés
Béton	2 550 m ³	750 m ³	300 m ³
Colfrage	7 600 m ²	1 800 m ²	1 300 m ²
Aciers passifs	363 tonnes	62 tonnes	27 tonnes

Tabliers :

	Surface brute des hourdis : 9 300 m ²		Surface utile : 8 544 m ²
Béton	5 200 m ³	Précontrainte définitive:	7T15 19T15
Colfrage	21 600 m ²	acier actif	133 t 66 t
Aciers passifs	753 tonnes	ancrages	752 u 72 u

Chaussée : 1 700 tonnes d'enrobés.

Le rôle et l'organisation d'une maîtrise d'œuvre

L'exemple du pont de l'île de Ré

Deuxième partie

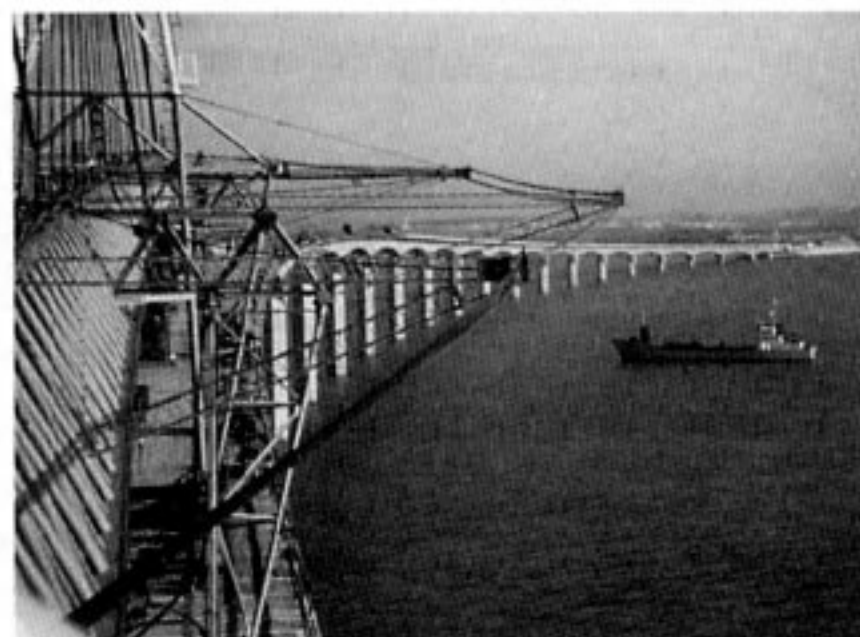
L'organisation de la maîtrise d'œuvre

Je développerai essentiellement la maîtrise d'œuvre de suivi de réalisation de l'ouvrage que j'ai plus particulièrement connue étant entendu que les mêmes principes avaient déjà prévalu pour toute la phase études préliminaires et élaboration du D.C.E. qui ont conduit dans des délais très restreints à un dossier de consultation dont tout le monde a reconnu la grande qualité.

Le constat initial

Le but poursuivi a toujours été d'avoir une maîtrise d'œuvre assurant l'ensemble de ses tâches réglementaires, avec pour se faire les objectifs suivants :

- Ne jamais retarder l'entreprise par les prises de décisions ou visas du maître d'œuvre.
- Assurer une présence quasi constante pour toutes les phases du chantier et garantir le contrôle sans retard afin de permettre la poursuite des travaux pour tous les points d'arrêt définis dans les procédures du Plan d'Assurance Qualité.
- Conserver une mémoire écrite du chantier et de tous les événements notables s'y rapportant par un journal de chantier, le plus complet possible et réellement rempli au jour le jour.
- Être en mesure d'éclairer toutes les décisions du maître de l'ouvrage par des rapports synthétiques.
- Avoir une organisation de la maîtrise d'œuvre souple et adaptable à l'organisation des tâches définies par l'entreprise qui dès le départ prévoyait de très grandes amplitudes de travail (7 jours sur 7, 24 heures sur 24, pour les fondations par exemple).



Face à ces objectifs, force était de constater que les personnels mis à disposition par l'Administration seraient notoirement insuffisants. De plus depuis la phase études, et durant tout le déroulement de l'opération, nous avons toujours eu la volonté d'associer le privé et le public, afin d'une part de profiter des complémentarités certaines et d'autre part, d'offrir des possibilités de référence à des entreprises françaises pour des marchés à l'exportation.

Dans ces conditions, la demande de concours signée par Monsieur le Préfet au titre de loi de 1948 ne portait pas sur une mission M2 complète, mais seulement sur 46,5 % d'une M2, le complément étant laissé libre pour la rémunération directe par le maître d'ouvrage de bureaux privés venant ainsi compléter la maîtrise d'œuvre.

L'organisation de la maîtrise d'œuvre

L'organigramme ci-joint, expose l'ensemble de l'organisation de la maîtrise d'œuvre que je détaillerai de la façon suivante :

Suivi des études :

Assuré par le SETRA et SOGELERG sur Paris, en étroite concertation avec la D.D.E.. De plus, l'architecte, cabinet Charles LAVIGNE, a poursuivi sa mission pendant toute la durée des études et du chantier (plans de coffrage des piles et chevêtres, plans de calepinage, équipements divers, etc...). Tous les plans et notes de calculs ont été visés par moi-même, la quasi totalité des documents donnant lieu à fiches de visa individualisées. La dispersion géographique a nécessité de bien formaliser les circuits de documents, et il a été admis pour gagner du temps des transmissions directes pour information, entre SETRA et entreprise BOUYGUES, étant entendu que seul le visa D.D.E. avait «force de loi».

Suivi du chantier :

Deux cellules spécialisées ont été créées, chacune sous la conduite d'un ingénieur des T.P.E.. L'effectif des cellules a été variable selon les phases du chantier, et a comporté au maximum 15 ingénieurs et surveillants de travaux. L'Administration ne pouvant mettre à disposition qu'au maximum 8 agents, le personnel complémentaire a été fourni, après consultation officielle, par la société SOGELERG qui nous a mis à disposition des surveillants ayant une très grande expérience des chantiers d'ouvrages d'art. L'organisation a démontré sa grande souplesse en Juillet 1987, quand il a fallu, en catastrophe, faire face à la décision de BOUYGUES de poser les voussoirs non plus 10 heures par jour, mais 24 H/24. En un peu plus d'un mois, deux surveillants supplémentaires ont ainsi rejoint l'équipe.

• Un géomètre

Travaillant sur l'ensemble de l'ouvrage a assuré les tâches principales suivantes :

- mise au point des procédures topos avec les géomètres de l'entreprise,
- participation à la définition de la polygonale mise en place par l'entreprise,
- vérification a posteriori, de l'implantation des piles et des appareils d'appuis,
- suivi des levés fait par l'entreprise pour la préfabrication des voussoirs,
- levés topo général de tout le tablier, après pose, mais avant équipements,
- participation à la réception de l'ouvrage,

Les autres personnes étaient réparties en deux unités, une secrétaire, travaillant pour l'ensemble des deux cellules, celle de l'Ingénieur d'arrondissement participant bien entendu également à la maîtrise d'œuvre du pont,

• La Cellule fondation

Chargée du chantier de fondations profondes, piles et chevêtres animée par un Ingénieur des T.P.E. spécialiste des travaux maritimes assisté de 3 surveillants de l'administration, tous spécialistes de travaux maritimes et complétée par un spécialiste SOGELERG de réalisation de pieux. Cette cellule en formation réduite (1 ingénieur TPE + 2 surveillants) a terminé le chantier par le suivi des équipements et en particulier l'éclairage public du pont (Réseau Haute Tension Eclairage Public).

• La Cellule tablier

Chargée de suivre la préfabrication, la pose et toute la finition tablier (en particulier le complexe étanchéité roulement), animée par un Ingénieur TPE, spécialiste ouvrages d'art, et un conducteur de l'Administration et complétée par 2 surveillants SOGELERG pour suivre la pose, la mise en tension et les injections.

À la réflexion, l'on peut préciser qu'une telle organisation tout en privilégiant le niveau surveillance sur le terrain aurait dû être renforcée par au moins un assistant technique ou un dessinateur de bon niveau pour secondar efficacement les deux Ingénieurs des TPE dans la phase analyse des plans et synthèse des remarques formulées par le maître d'œuvre.

Suivi de la sécurité :

L'ensemble des participants au chantier était particulièrement sensible à ces questions, et la maîtrise d'œuvre s'est adjoint après consultation, les services d'un spécialiste de la Société A.I.F., pour faire des visites périodiques sur les divers sites du chantier avec rapports écrits au maître d'œuvre.

Laboratoire de chantier :

Compte tenu de l'importance de la tâche à assurer (plus de 12 000 éprouvettes, plus de 600 passages de contrôles soniques dans les pieux, soit près de 80 kilomètres, pour ne citer que deux exemples), un laboratoire de chantier a été installé sur l'aire de préfabrication des voussoirs. La volonté d'associer Privé et Public, ainsi que celle de profiter au maximum des spécificités de chacun a conduit à une association solidaire du Laboratoire Régional des Ponts de Bordeaux et du C.E.B.T.P. de Niort.

Le laboratoire de chantier a reçu l'agrément Réseau National d'Essais, après audit qualité, effectué par le R.N.E. Pendant toute

la durée du chantier (sauf à partir de la fin de pose), il y a eu sur le site un chef de laboratoire et deux techniciens à plein temps, et de nombreux intervenants à temps partiel.

Le chantier a pleinement profité du fonctionnement en réseau des laboratoires de l'Équipement puisque sont également intervenus ponctuellement et en cas de besoins, les laboratoires de Lyon (Contrôle Gamma et sonique d'un pieu suite à des difficultés de bétonnage), de Nantes, Blois et Autun (essais sur le complexe étanchéité roulement avant accord technique) de Trappes (contrôle en usines des appareils d'appui et APL 72 pour vérifier l'uni) ainsi que L.C.P.C. (études approfondies sur le coulis d'injection des gaines de précontrainte).

Coordination générale d'opérations :

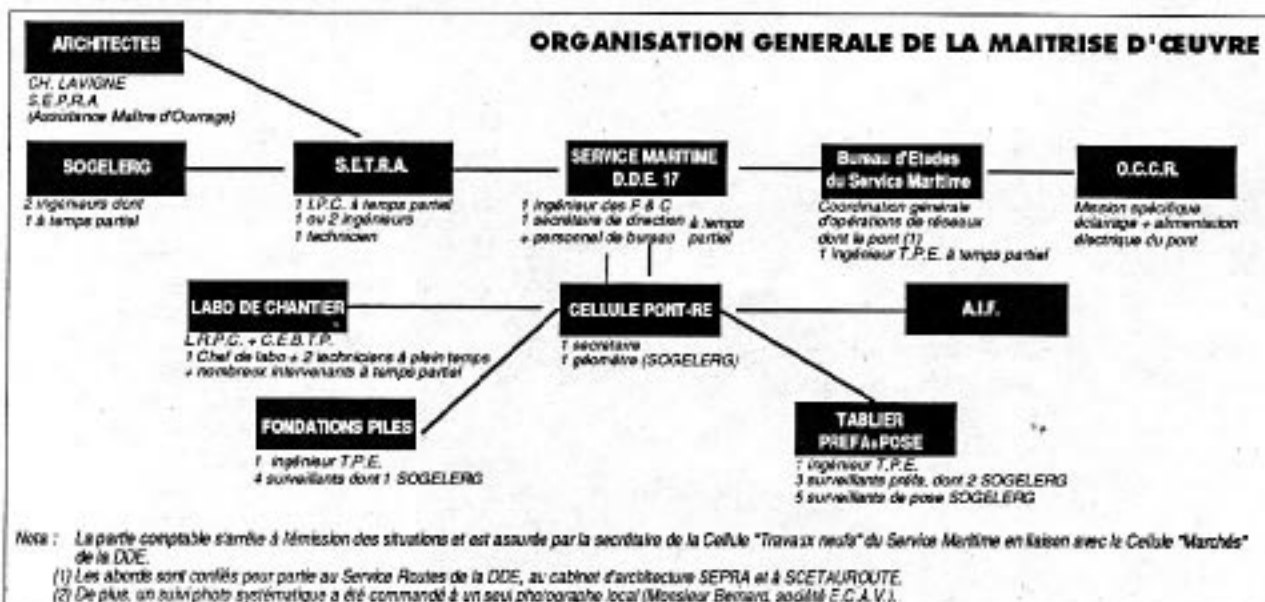
Outre le pont, environ 40 marchés ont été nécessaires pour mener à bien les travaux des accès à savoir, principalement :

- mise à 2 fois 2 voies de l'extrémité de la RN - Rocade de LA ROCHELLE,
- aménagements routiers, paysagers, de bâtiments et d'ingénierie de l'aire de péage côté continent,
- aménagement de la tête de pont côté Ré,
- déviation Sud de Rivedoux et aménagement complet de la plage Sud de Rivedoux,
- passage de réseaux (EAU, PTT, EDF).

Il est apparu naturel de demander au maître d'œuvre du marché principal, (le pont), d'assurer une mission de coordination générale d'opération. À cet effet, une mission de suivi informatisé de planning a été confiée à l'entreprise CERCLE, et tous les mcis, (ou plus si nécessaire), les maîtres d'ouvrages et maîtres d'œuvre des divers chantiers se sont réunis pour faire le point des problèmes en suspens et coordonner leurs actions.

Depuis juin 1988, le Pont de l'île de Ré est désormais en service, et les usagers découvrent l'île de Ré (et au loin Oléron) depuis plus de 40 m au-dessus de la mer. La volonté du maître de l'ouvrage de réaliser ce grand pont en 20 mois a donc été satisfaite, non seulement grâce à l'organisation et à la technicité de l'entreprise BOUYGUES qui sont indéniables, mais aussi grâce à l'efficacité de la maîtrise d'œuvre, que seule a permis l'entente constante qui a régné entre ses diverses composantes publiques et privées. Il est certain que les prestations effectuées par le S.E.T.R.A., les laboratoires de l'Équipement, et la D.D.E. de Charente-Maritime ont démontré les capacités des services publics à remplir une mission technique de cette envergure.

P. SCHERRER



Démontage de câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment

Le viaduc de CHARIX est l'un des ouvrages qui permettent à l'autoroute A 40 MACON-GENEVE de franchir le Jura. Construit de 1965 à 1988 par l'entreprise CITRA, il se compose de deux tabliers jumeaux de 9,75 m de largeur à neuf travées, mis en place par poussage. C'est un pont poussé remarquable par l'importance des portées franchies sans appuis provisoires, par la courbure du tracé et par l'élanement des piles :

	Longueur	portées courantes	élanement	rayon de courbure	hauteur des piles
tablier nord	542,14 m	7 x 64,19 m	1/16,5	440 m	9 à 59 m
tablier sud	524 m	7 x 62 m	1/15,9	425 m	4,5 à 51 m

Conception du câblage

Malgré l'allègement procuré par une précontrainte partielle extérieure au béton (âmes de 35 cm), la précontrainte nécessaire en phase de construction est très importante (50 kg/m³, contre 40 dans l'ouvrage en service). Le volume de la précontrainte provisoire, démontée à la fin du poussage, a été limité par l'emploi de câbles provisoires «antagonistes» déviés en sens inverse des câbles ondulés définitifs. On peut donc réaliser la précontrainte centrée nécessaire au poussage tout en utilisant la majeure partie des câbles définitifs (75 % du poids total).

Le câblage se décompose donc en trois familles ; pour le tablier sud on a :

- câbles définitifs tendus avant poussage :
 - câbles rectilignes intérieurs au béton : deux paires 19T15 en hourdis supérieur, une paire en hourdis inférieur, filants sur toute la longueur de l'ouvrage ;
 - câbles ondulés extérieurs au béton («haubans») : deux paires 19T15 par travée ;
- câbles provisoires supprimés à la fin du poussage :
 - câbles ondulés extérieurs au béton : deux paires 19T15 antagonistes des précédents ;

- câbles rectilignes extérieurs au béton : une paire 12T15, renforcée à l'avant du tablier ;
- câbles définitifs après poussage du tablier :
 - une paire supplémentaire de câbles ondulés 19T15 du hourdis inférieur des travées courantes.

On a voulu de surcroît réserver la possibilité d'ajouter pendant l'exploitation de l'ouvrage une quatrième paire de câbles ondulés extérieurs de même tracé que les précédents (précontrainte additionnelle).

Dispositions prévues pour permettre le remplacement des câbles extérieurs

Tous les câbles définitifs ont été injectés au coulis de ciment. Pour permettre le cas échéant de remplacer un par un les câbles de la précontrainte extérieure, ceux-ci ne sont jamais couplés, et on les a isolés du béton par un double gainage de tracé circulaire : la gaine constituée d'un tube en polyéthylène à haute densité $\varnothing 96,8/110$ coulisse dans un tube coffrant en acier $\varnothing 132/139,7$; un léger surcintrage du tube coffrant évite l'écrasement de la gaine

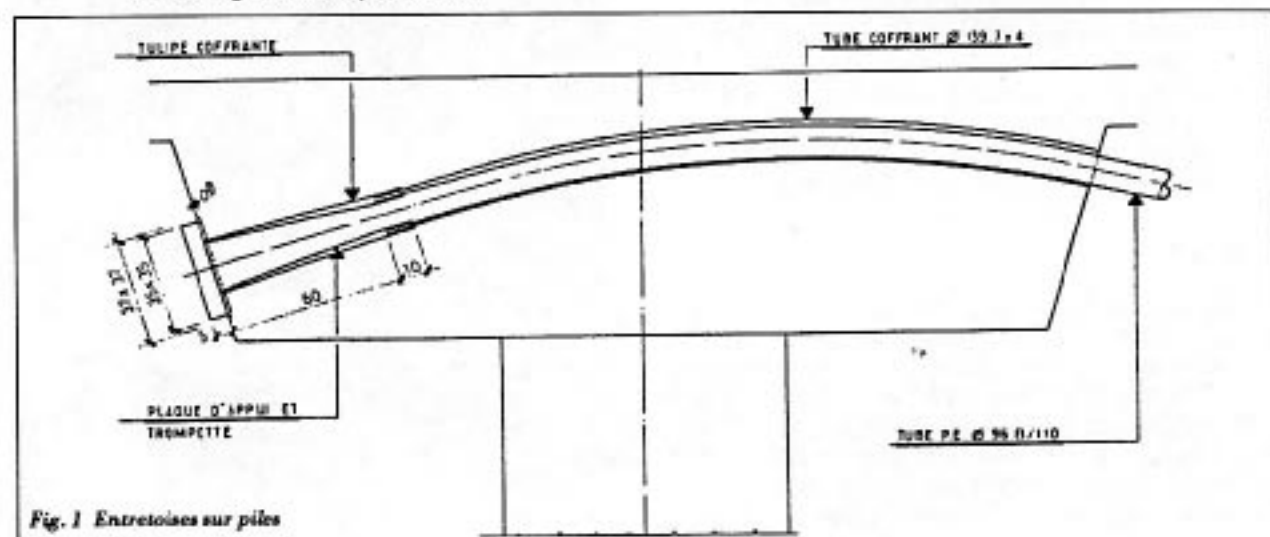
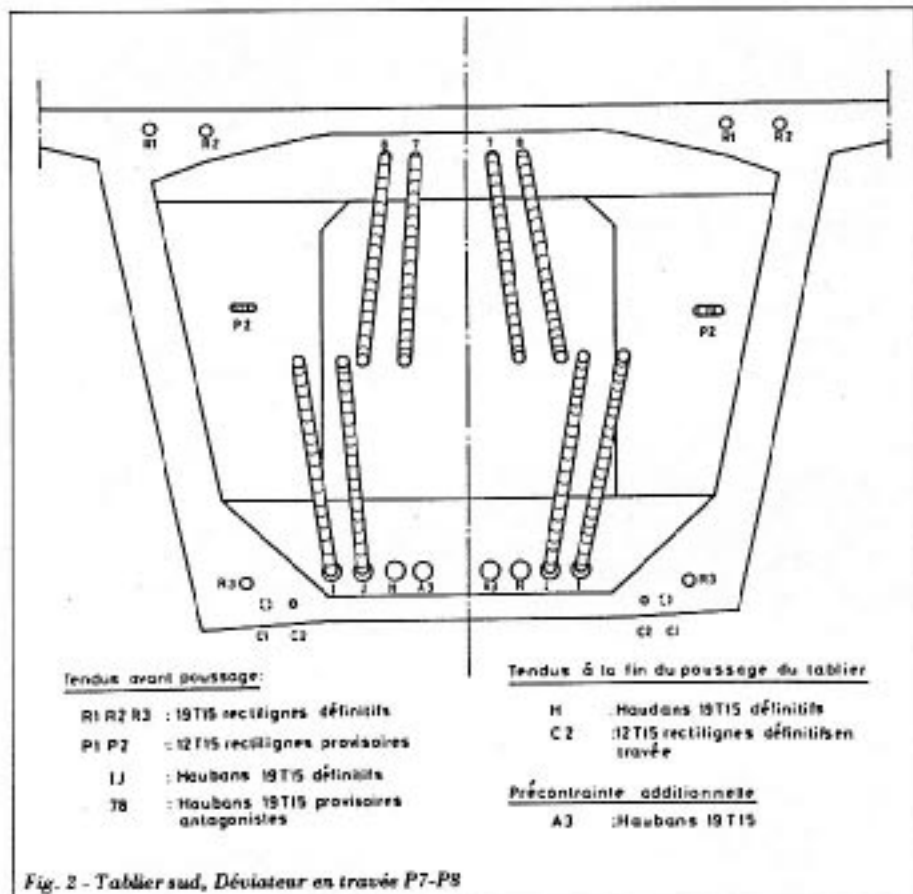


Fig. 1 Entretoises sur piles



térieurs a été enlevé à la broche et au marteau.

Ensuite les torons furent coupés un à un au chalumeau oxycoupeur. L'opérateur et les assistants étaient abrités derrière un bouclier de bois buté sur l'âme opposée. Une fenêtre livrait passage au bec du chalumeau et à la caméra du SETRA. L'accès du caisson était interdit le long du câble et en arrière des ancrages.

Les torons cassaient un à un sous la flamme en s'écartant d'une dizaine de centimètres et en faisant éclater le coulis. L'opérateur suspendait le chauffage de temps à autre pendant quelques minutes avant de couper les torons suivants.

Après avoir coupé près de la moitié des torons, le reste du câble s'est rompu brutalement à la présentation de la flamme, avec un bruit impressionnant accompagné de vibrations du tablier dans un plan vertical. Les deux tronçons du câble se sont retrouvés à 5 ou 6 mètres l'un de l'autre ; les ancrages sont sortis de 2 à 3 m de leur logement.

à la sortie du béton. Des précautions similaires sont prises au niveau des ancrages spéciaux LH19 (figure 1). Une attention particulière a été portée à l'étanchéité des raccordements afin d'éviter toute fuite du coulis d'injection dans le vide compris entre la gaine et le tube coffrant.

Erreur de mise en place

Bien que ce fût la treizième répétition de cette opération une erreur fut commise à l'enfilage de deux câbles extérieurs définitifs dans la travée P7-P8 du tablier Sud. Au bétonnage d'un déviateur, des fuites de laitance avaient obturé l'orifice du tube coffrant le plus proche de l'âme Nord. Le câble I Nord avait été enfilé dans le trou J et le câble J dans le trou H (figure 2). Lorsqu'à la fin du poussage on voulut tendre le câble on constata qu'il allait prendre la place du câble additionnel A3. Plutôt que de renoncer à la possibilité d'ajouter un jour ce câble, on décida de corriger l'erreur selon le phasage suivant :

- maintien du câble rectiligne extérieur provisoire P1 (12T15) ;
- tension des câbles inférieurs définitifs C1 (7T15) et C2 (12T15) dans la travée concernée ;
- démontage et remplacement du câble I ;
- démontage et remplacement du câble J.

Mode opératoire

Il fallait donc démonter deux câbles de 19 torons T 15,2 mm, classe 1770 MPa TBR, qu'on avait tendus à 0,8 FRG, soit 3,740 KN à l'ancrage. Ils étaient injectés au coulis de ciment depuis deux mois, mais non cachetés. Leur tracé est décrit sur la figure 3. On a choisi de couper les câbles dans la zone où il suivent le hourdis inférieur, à 3,5 m du déviateur le plus épais. La gaine en polyéthylène a d'abord été découpée à la tronçonneuse sur une cinquantaine de centimètres. Le coulis adhère aux torons ex-

ternement le long de son tracé, sans fouetter latéralement (photo). Le câble est ensuite tronçonné en éléments de quelques mètres pour être évacué. Après mise en œuvre et tension du nouveau câble I, le câble J fut coupé à son tour. Une tôle protégeait le nouveau câble I pendant cette opération.

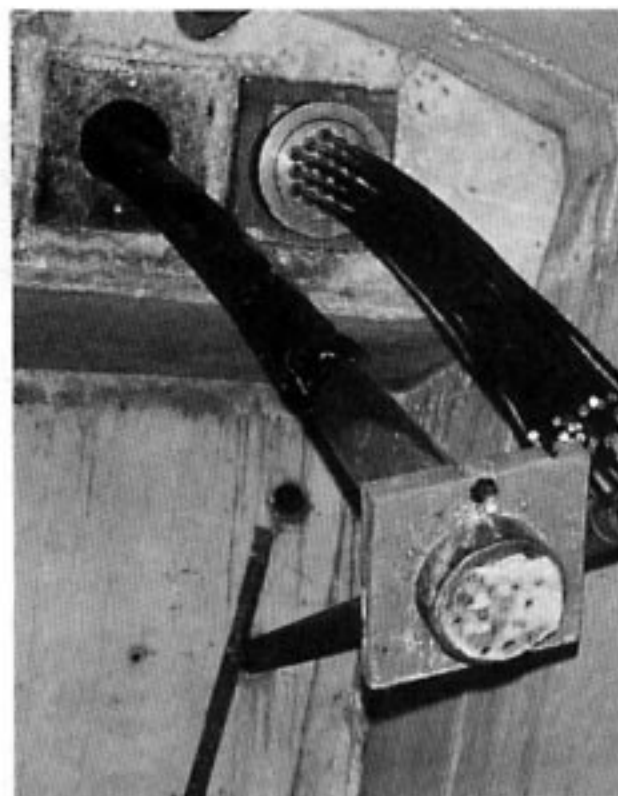


Photo Giacomelli

Conclusion

Aucun désordre n'a été constaté dans la travée après cette intervention. On en conclut que, compte tenu des précautions prises (faible courbure et faible déviation angulaire à travers le béton...) le remplacement des câbles de précontrainte extérieure est possible malgré l'injection au coulis de ciment.

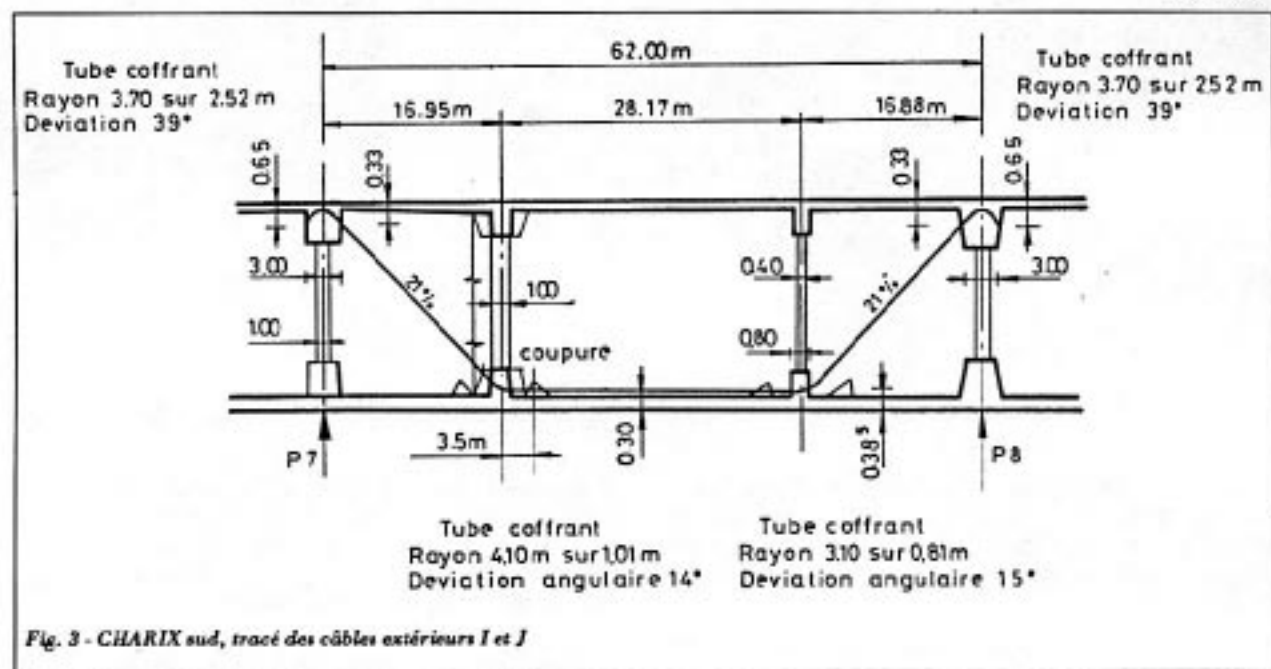
Néanmoins, des structures plus sensibles aux effets dynamiques, ou dont la précontrainte serait moins répartie, ne supporteraient pas si bien la variation brutale des contraintes qui accompagne la rupture des derniers tronçons. Pour la sécurité du personnel, il paraît important d'assurer le libre déplacement du câble le long de son tracé afin d'éviter qu'il ne fouette latéralement. Il

convient en particulier d'éliminer tout obstacle au mouvement des ancrages hors de leur logement.

Enfin on a profité du démontage de ces deux câbles pour examiner l'état des gaines dans les zones de déviation : il était tout à fait satisfaisant, l'écrasement du polyéthylène restant toujours inférieur à 2 mm.

Le démontage a été effectué sous l'autorité de M. VILLETTE responsable de la précontrainte LH chez SPIE-Batignolles, en présence de Mlle MAHUT et de M. LEBLANC du SETRA. Ceux-ci ont enregistré l'opération à l'aide d'une caméra vidéo.

C. CEZARD
J.N. FAYRE



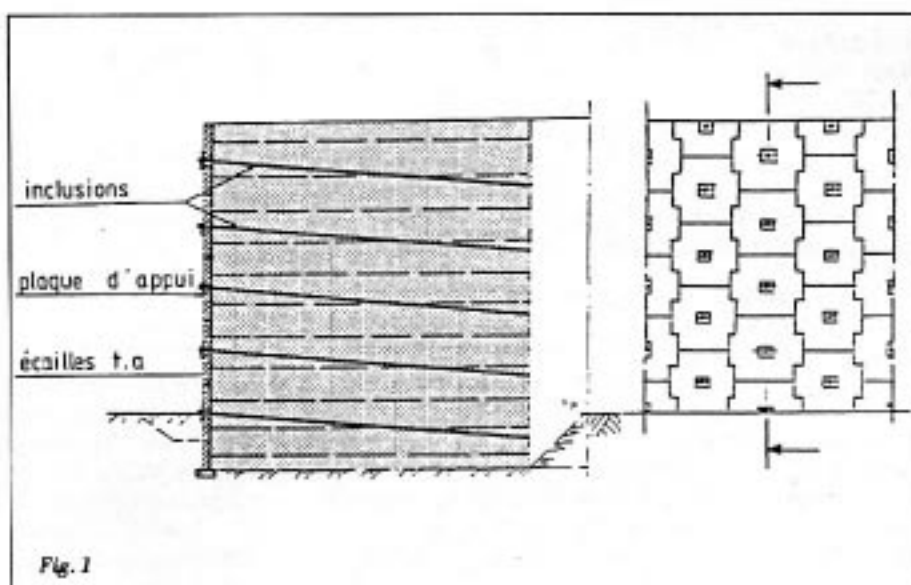
Clouage des ouvrages en terre armée à armatures en acier inoxydable

sions sont généralement placées horizontalement ou subhorizontalement à partir du centre de chaque écaïlle du parement et bloquées contre celui-ci à l'aide d'une plaque d'appui.

M. FRAGNET

Dans les précédents numéros de ce bulletin (Cl. n°2 et 3), nous avons évoqué la pathologie des ouvrages en terre armée munis d'armatures en acier inoxydable. Tous ces ouvrages ont fait l'objet d'investigations mettant en évidence pour la quasi totalité d'entre eux, une résistance insuffisante eu égard au niveau de sécurité requis.

L'une des solutions de réparation envisageables pour les ouvrages concernés fait appel à la technique du clouage. Cette solution consiste à renforcer l'ouvrage à partir d'inclusions ou de clous dont l'objet est de se substituer aux armatures en place en cas de défaillance de celles-ci. Les inclu-



Au cours de ces deux dernières années, un certain nombre d'ouvrages en terre armée à armatures en acier inoxydable ont fait l'objet d'une réparation par clouage. L'un des problèmes les plus délicats que nous ayons eu à résoudre a trait à la transmission et à la diffusion des efforts des inclusions aux écailles en béton, celles-ci n'étant pas armées. Ces fonctions peuvent être assurées soit par des plaques d'appui placées au contact direct des écailles (figure 2), soit par des plaques de répartition noyées dans un voile en béton (figure 3).

menés jusqu'à rupture des écailles, ont été effectués initialement par la Société « Terre Armée » puis par le Laboratoire Régional du Bourget. Ils ont permis de mieux appréhender le comportement réel du système plaque d'appui-écaïlle et de quantifier la résistance de ce système. Par ailleurs, ces essais ont fait apparaître le rôle extrêmement néfaste joué par les contacts plaque d'appui-écaïlle qui pouvaient s'établir au voisinage de la partie centrale de l'écaïlle. Pour optimiser la résistance du système plaque d'appui-écaïlle, il est donc apparu indispensable que la totalité de l'effort

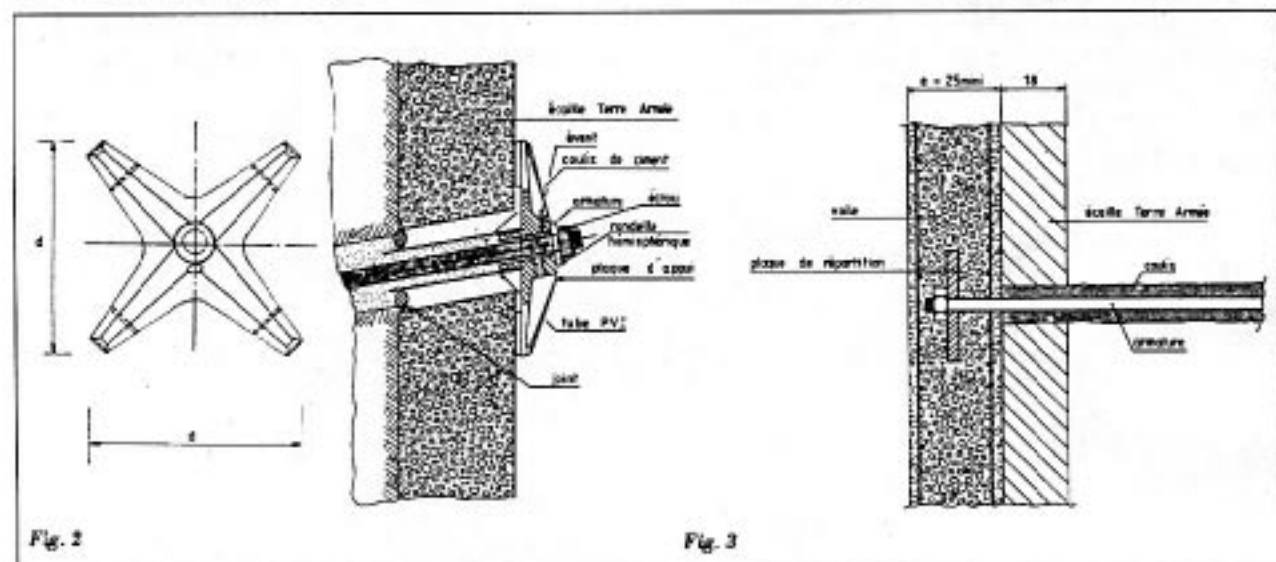


Fig. 2

Fig. 3

D'une manière générale, si les efforts à transmettre ne sont pas trop importants (Cf. tableau de correspondance ci-après), la solution la plus économique consiste à mettre en œuvre des plaques d'appui. Ce choix pourrait néanmoins être remis en cause :

- Si pour des raisons diverses (présence d'obstacles par exemple), il est nécessaire de disposer les inclusions selon un maillage différent de celui imposé par la géométrie des écailles (maillage : 1,50 m x 1,50 m).
- Si l'on souhaite se prémunir contre la défaillance éventuelle d'une inclusion, le voile en béton armé, contrairement aux plaques d'appui, permet de mieux répartir les efforts sur les dous adjacents.
- S'il est jugé que les plaques d'appui ne constituent pas un parti architectural satisfaisant.

Le marché potentiel d'ouvrages en terre armée à armatures en acier inoxydable pressentis pour être réparés à l'aide de la technique du clouage, représentait environ 20 000 m² d'écailles, soit 9 000 clous. Il est donc apparu très vite qu'il importait :

- d'optimiser la conception et le dimensionnement des plaques d'appui,
- d'amortir le coût de recherche et de développement des plaques d'appui sur les 9 000 écailles à clouer,

C'est dans le cadre de la réparation des ouvrages du Val-de-Marne que les études nécessaires ont été effectuées conjointement par la DRE Ile-De-France et le SETRA.

Les premières études ont montré qu'aucune schématisation de calcul ne permettait de prévoir de façon suffisamment fiable le comportement d'un système plaque d'appui-écaïlle. Toutefois, des études théoriques aux éléments finis ont permis de définir la forme la mieux adaptée pour les plaques d'appui (plaques cruciformes. Cf. figure ci-dessus). Des essais en vraie grandeur

de traction dans l'inclusion soit transmise par les surfaces d'appui disposées aux extrémités des branches de la plaque, sans qu'il n'y ait de liaison mécanique entre d'une part, le système inclusion-plaque d'appui et, d'autre part, la partie centrale de l'écaïlle. Pour remplir ces conditions, il convenait :

- de doter les extrémités des branches des plaques d'appui, de patins d'épaisseur suffisante (épaisseur de l'ordre de 10 à 15 mm),
- d'isoler l'inclusion de l'écaïlle.

Les essais effectués dans ces conditions ont permis d'établir une correspondance entre les dimensions de plaques d'appui standard et l'effort maximal admissible transmis par l'inclusion (Cf. tableau ci-dessous):

Plaque d'appui (d x d)	400 mm x 400 mm		500 mm x 500 mm	
	18	22	18	22
Epaisseur de l'écaïlle (cm)	18	22	18	22
Effort admissible à FELS (KN)	100	130	-	140
Hauteur de soutènement équivalente (m) (remblai) à 36°	8,00	10,50		11,50

Parallèlement aux études menées sur le système plaque d'appui-écaïlle, il convenait de rechercher le ou les matériau(x) constitutif(s) des plaques d'appui qui permettrait (aient) d'atteindre les performances évoquées ci-dessus. L'étude technico-économique a abouti au choix de la fonte moulée de type graphite sphéroïdal GS 400, cette fonte présentant en particulier l'avantage d'être ductile. Des prototypes, réalisés à partir des différents

modèles de plaques élaborés par la D.R.E. Ile-de-France et le S.E.T.R.A., ont été mis au point par plusieurs fonderies auprès desquelles il est maintenant possible de passer commande pour des plaques 400 mm x 400 mm et 500 mm x 500 mm.

Le prix des plaques d'appui sorties de fonderie est de l'ordre de 200 frs par plaque auquel il faut ajouter 200 frs environ pour la mise en œuvre d'une peinture de protection et d'habillage, soit un prix total de fourniture de 400 frs.

Il est intéressant de noter que par rapport aux quelques plaques d'appui mises en œuvre avant réalisation des études décrites dans cet article, les performances des plaques d'appui actuellement disponibles ont été multipliées par trois et leur prix de fourniture divisé par quatre.

Par ailleurs, le domaine d'emploi de ces plaques d'appui pourrait ne pas se limiter au clouage d'ouvrage en terre armée mais s'étendre à des réalisations pour lesquelles se pose le problème de la diffusion d'un effort ponctuel.

En conclusion, il apparaît qu'en la circonstance, différents services du Ministère de l'équipement (Maîtres d'œuvre, Bureaux d'Etudes, Laboratoires) ont été en mesure, en conjuguant leurs moyens, d'élaborer un produit performant à moindre coût. En d'autres occasions, il sera tout-à-fait envisageable de renouveler ce genre d'opérations, au besoin en association avec des Entreprises et/ou des Universités, de façon à créer une synergie entre les unités de recherche et de développement des différents partenaires disposés à apporter leur concours.

C. HEURTEBIS

5

Gestion des ouvrages d'art



CLUB D'ÉCHANGE D'EXPÉRIENCES
SUR LES ROUTES DÉPARTEMENTALES

Travaux du Groupe «Gestion des Ouvrages d'art»

Le groupe de travail «Gestion des Ouvrages d'Art» a réalisé un sondage auprès des Directions Départementales de l'Équipement au premier trimestre 1988 sur :

- La connaissance du Patrimoine
- La politique de Gestion
- L'organisation des Travaux.

Sur soixante départements choisis de façon aléatoire à raison de deux à trois départements par Région Administrative, trente ont répondu.

Sont exposés, ci-dessous, les résultats les plus importants de notre sondage. Par souci de simplification peu de chiffres seront mentionnés :

Connaissance du patrimoine "Ouvrages d'Art Départementaux"

• Inventaire

Les services ont mis l'accent sur les ponts et les buses les plus importants. Les murs sont moins bien recensés malgré leur nombre non négligeable dans certains Départements.

• Fichiers

Les fichiers informatiques sont passés dans les mœurs du fait d'initiatives locales. Peu traitent d'ouvrages autres que les ponts (murs notamment).

• Visite (souhait)

Les procès verbaux de visite doivent se présenter sous une forme simple et parlante pour le praticien qui effectue les visites et le gestionnaire.

• Archivage

L'orientation vers des dossiers simplifiés est souhaitable. L'archivage laisse à désirer.

Politique de Gestion des Ouvrages d'Art Départementaux

• Stratégies de planification

Elles existent essentiellement en matière d'actions curatives (grosses réparations) et de remplacement. La promotion de l'entretien préventif reste à développer.

• Stratégies de Programmations Annuelles

La tendance à l'utilisation systématique des procès-verbaux de visite est souhaitable mais non encore admise.

• Organisation des C.D.O.A.

Les objectifs fixés en C.D.O.A. sont réalistes et toujours d'actualité. En revanche les moyens sont très insuffisants. Les C.D.O.A. n'ont pas encore trouvé leur place pour être pleinement efficaces sur l'ensemble du patrimoine ouvrages d'art (ouvrages d'art neufs et ouvrages d'art anciens).

Organisation des Etudes et Travaux sur Ouvrages d'Art Départementaux

• Typologie des Travaux

Les Départements rénovent plus d'ouvrages qu'ils n'en construisent de neufs.

• Maîtrise d'Oeuvre et Direction des Travaux

La situation est en pleine évolution pour la Maîtrise d'Oeuvre qui est confiée soit à l'Etat/ D.D.E. soit au Département/ Services Techniques départementaux.

La Direction des Travaux est essentiellement réalisée par les Subdivisions Territoriales.

• Esthétique des Ouvrages

Il est recherché de plus en plus, notamment au niveau des ouvrages d'art neufs en vue du public.

Le Groupe réfléchit actuellement :

- à une méthode de hiérarchisation des ouvrages d'art (base indispensable pour définir des objectifs d'entretien) ;
- aux améliorations à apporter aux fiches Inventaires et Procès-Verbaux de visite (outils de gestion à promouvoir en liaison avec des fichiers adaptés) ;
- à la quantification des désordres sur ouvrages avec pour objectif la programmation des travaux.

6

Incidents et réparations

La R.A.G. atteint des ponts en France

Pour la première fois en France, à notre connaissance, nous venons de constater une dégradation du béton de plusieurs ponts par des réactions chimiques de type «alcalis-granulats» généralement couplées à des réactions sulfatiques. Un pont a déjà été détruit et remplacé, et deux autres ponts risquent de suivre le même chemin...

Si les réactions alcalis-granulats sont connues depuis longtemps dans un certain nombre de pays étrangers (USA, Canada, Afrique du Sud, Grande-Bretagne, Danemark,...) il semble que peu d'ouvrages en France aient été touchés jusqu'à présent par ces types de réactions.

Nous citerons néanmoins le cas d'un barrage géré par E.D.F., construit dans les années 30 et dont les premiers signes de gonflements sont apparus en 1950. En effet, les réactions

alcalis-granulats, comme les réactions sulfatiques, provoquent un gonflement des structures. Les réactions alcalis-granulats qui proviennent de la réaction chimique entre les alcalins contenus dans le béton (et pas uniquement les alcalins apportés par le ciment) et les granulats contenant de la silice réactive, engendrent des gels alcalins expansifs dans la masse du béton ; ces derniers provoquent un gonflement des ouvrages qui se fissurent alors de façon progressive. Lorsque les produits réactifs existent en quantité suffisante, cette fissuration entraîne la ruine de l'ouvrage qui se découpe alors en une multitude de blocs de béton s'apparentant à des moellons.

Si les mécanismes de ces réactions sont complexes et encore mal connus, et si leurs conséquences sur les structures apparaissent variées, il est cependant possible de dresser la liste des constatations suivantes :

- Les structures en béton victimes de réaction de gonflement alcalis-granulats présentent dans la plupart des cas un faïençage typique de grande maille (environ 30 x 30 cm), puis de maille plus petite (jusqu'à 3 ou 4 cm) lorsque la réaction est bien développée. (A début de l'apparition de cette mosaïque de fissures, celle-ci peut-être confondue avec une fissuration de retrait...).

Dans le cas des ponts français, les bétons en cause sont composés de granulats calcaires.

- Les fissures résultant du gonflement de la structure apparaissent généralement entre cinq et dix ans après la construction de l'ouvrage. En parallèle au développement de la fissuration de la structure, on observe une baisse des caractéristiques mécaniques du matériau probablement liée à l'existence de fissures à l'interface pâte-granulats.
- La présence d'eau est une condition nécessaire au développement de la réaction alcalis-granulats, et les parties de structures situées dans des zones humides ou soumises à des cycles séchage-humidification sont souvent les plus dégradées.
- Les structures en béton précontraint comme les structures en béton armé peuvent être touchées par ces réactions.
- Dans l'état actuel de nos connaissances, il n'existe pas de solution miracle pour la réparation des structures victimes de réactions alcalis-granulats. En particulier, toutes les réparations tentées par injection de résines époxydiques dans les fissures se sont soldées par des échecs.



Il importe donc pour les maîtres d'ouvrages et maîtres d'œuvre de diagnostiquer ces maladies avant qu'il n'y ait prescription de la garantie décennale pour les ouvrages déjà construits, et de prendre les mesures nécessaires (choix d'un couple ciment-granulats adapté) pour éviter le déclenchement de ces maladies dans les ouvrages à construire.

Pour ce faire, les Laboratoires Régionaux et le Laboratoire Central des Ports et chaussées peuvent apporter une aide importante pour l'identification des symptômes, la formulation du diagnostic et le choix du couple ciment-granulats adapté.

Cependant, il faut bien voir qu'un diagnostic fin nécessite des moyens importants d'analyses (analyses chimiques et minéralogiques complétées par des examens au microscope optique et au microscope électronique à balayage), faisant appel à un personnel spécialisé qui est loin d'exister dans chaque LRPC, et que ces analyses sont coûteuses. Aussi serait-il déraisonnable de vouloir ausculter tout béton douteux sous le seul prétexte de se rassurer.

Il convient donc de rassembler toutes les présomptions sérieuses de maladies, puis d'instaurer un ordre de priorité ou un degré d'urgence pour éviter l'engorgement des diverses unités des laboratoires travaillant sur ces problèmes.

B. GODART

La réparation du pont suspendu des ANDELYS

Situé dans une boucle de la vallée de la SEINE, au pied du site prestigieux de CHATEAU-GAILLARD, le pont suspendu des ANDELYS relie organiquement la petite cité de TOSNY, rive gauche, à la ville des ANDELYS. Le pont existant, construit en 1947, succède à trois ouvrages, dont deux suspendus datant de 1836 et 1917. Les contraintes de navigation sur la SEINE, qui forme à cet endroit une boucle serrée et connaît, plus en aval, une inversion de chenal, imposent en effet une structure fine et un dégagement presque complet du fleuve, large de 120 m, franchi aujourd'hui par une travée unique de 146 m.

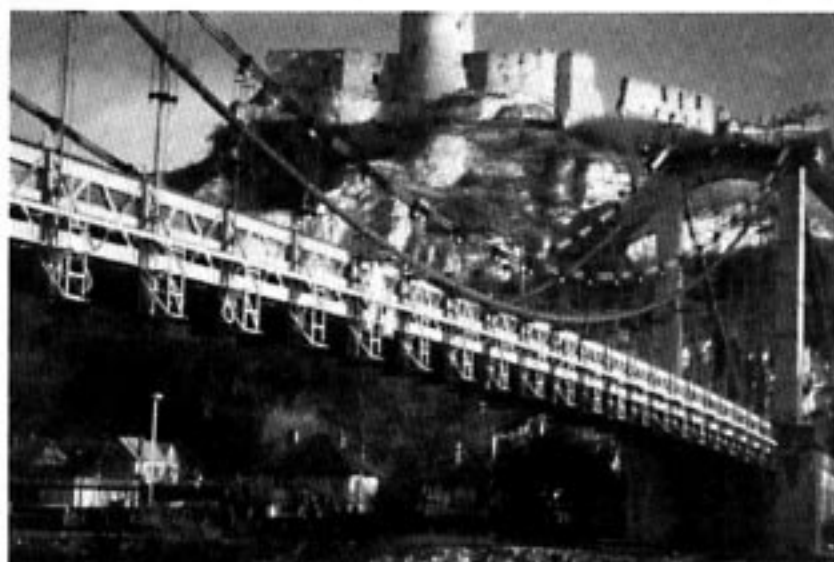
Au cours du premier semestre 1986, dans le cadre des investigations menées à la suite de l'accident de SULLY-SUR-LOIRE, une série d'analyses effectuées par le C.E.T.E. de l'Est sur les

La circulaire n° 88-94 du 9 novembre 1988 relative aux désordres constatés sur des ouvrages d'art en béton, incite à rechercher les ouvrages du réseau national présentant des désordres dus à des réactions alcali-granulats, avant expiration des délais de garantie décennale.

A cet effet, elle précise :

- les organismes en mesure d'effectuer ce diagnostic
- les départements dans lesquels ces analyses doivent être réalisées en priorité
- différentes modalités administratives concernant les investigations

suspendues et tirants d'ancrage mi-dur de type THOMAS, révèlent des résiliences faibles (KV = 2 Joules à -20°C), des rayons à fond de filet médiocres ($r = 3/100$, phénomènes de double filetage). L'analyse d'un tronçon de câble met en évidence une teneur élevée en cuivre (63 10⁻³ %) pénalisante vis-à-vis du risque de corrosion fissurante. La D.D.E. de l'EURE propose au conseil général, gestionnaire de l'ouvrage, une mesure conservatoire : la fermeture du pont au dessous de 0°C pendant l'hiver 86-87. En Janvier 1987 la D.D.E. présente une palette de plusieurs projets, incluant de nouveaux tracés de franchissement, une solution de reconstruction en place d'un nouveau pont suspendu et un projet de remise à neuf comprenant : le remplacement de toutes les pièces fragiles, des câbles et le confortement des fondations de l'ouvrage. Le 7 Avril 1987, cette dernière proposition est retenue par le conseil général. Les travaux débutent en Juillet 1987 avec comme objectif : la mise «hors-gel» du pont en Février 1988, et avec deux impératifs : minimiser les coupures totales très pénalisantes pour les habitants de TOSNY et l'activité des carrières voisines et respecter les conditions de navigation sur le fleuve.



- Maître d'ouvrage :
Conseil général de l'EURE
- Maître d'œuvre :
D.D.E. de l'EURE
- Montant de l'opération :
16 MF
- Date des travaux :
Juillet 1987 - Juillet 1988
- Remplacement des pièces fragiles de la suspension :
Contrôle des études d'exécution et assistance au Maître d'œuvre :
S.E.T.R.A.
Entreprise :
BAUDIN-CHATEAUNEUF
- Confortement des fondations :
Bureau d'études :
S.E.E.
Entreprise :
BAUDIN-CHATEAUNEUF (Dept GC)

Le principe du remplacement de la «SUSPENSION»

Le parti retenu consistait à remplacer la totalité des pièces fragiles, à savoir les ancrages, les suspentes, les câbles et à procéder à cette occasion au remplacement des selles d'appui à rouleaux, totalement bloquées. Le dégagement possible en arrière des massifs existants a conduit à édifier de nouveaux massifs monolithes derrière ceux-ci. Une nouvelle suspension a donc été créée, cependant que l'ancienne, maintenue en place, permettait de maintenir l'ouvrage en service. Seules deux phases de 15 jours ont été nécessaires pour accrocher le tablier à sa nouvelle structure porteuse et mettre en place des suspentes neuves,

l'ensemble du chantier s'effectuant sous circulation alternée en raison de l'étroitesse de la voie portée (5,50 m). La cinématique de l'opération a donc été la suivante :

- Construction des nouveaux massifs d'ancrage des câbles
- Création de nouvelles selles d'appui en tête de pylônes
- Lancement de nouveaux câbles et équipements des colliers de suspension
- Accrochage du tablier aux nouvelles nappes (2 phases de transfert) sous suspentes provisoires et mises en place des suspentes neuves.

Transfert de charge

La nappe étant équipée de ses colliers, le poids du tablier est transféré de l'ancienne nappe à la nouvelle par l'intermédiaire de suspentes provisoires (tiges GEWI). L'opération s'effectue en huit phases de tension sur les éléments neufs et huit phases de détension sur les suspentes existantes. Simultanément les nouveaux câbles supérieurs sont mis en tension et les anciens détendus au niveau des ancrages pour maintenir l'équilibre statique de la selle en tête de pylône. Pendant chaque phase, la position de la selle est suivie par théodolite. L'ancienne nappe, détendue, peut être écartée, et la mise en place des suspentes est effectuée, suspente par suspente. Le deuxième transfert, marquant la mise hors-gel de l'ouvrage, s'est terminé le 15 Février, précédant de peu la crue de la Seine dont le gabarit fut entamé par les nacelles de travail en pied de suspente.

Confortement des fondations

Le pont existant, construit en 1947 se fondait sur des culées formées des maçonneries anciennes datant des précédents ouvrages et appuyées sur une batterie de pieux datant de 1836, 1872, et 1917, dont l'état, difficilement vérifiable, faisait l'objet d'incertitudes. On a donc engagé, parallèlement au remplacement de la suspension, un programme de confortement pour prévenir d'une éventuelle défaillance de ces fondations. Le principe imaginé était de créer une nouvelle structure porteuse, indépendante de l'ancienne, reprenant la totalité de la descente de charge à hauteur de la poutre-semelle en béton armé située sous les pylônes au moyen de chevêtres de liaison chargés de reporter les charges verticales sur des voiles latéraux. Des contreforts conduisent ensuite ces charges sur des pieux forés (4 par culée) d'un diamètre de 1,40 m et d'une longueur de 24 m, ancrés dans la craie saine. Une précontrainte additionnelle extérieure à la semelle, obtenue par 6 câbles 19 T 15 actif-passif ancrés dans le chevêtre, reprend la flexion induite dans la semelle, en appui sur les voiles latéraux dans le nouveau schéma de fonctionnement. La nouvelle structure a été rendue indépendante des anciennes maçonneries situées sous la poutre par la mise en place de matériau compressible (polystyrène), dans la logique d'un tassement éventuel de la fondation existante.

Travaux divers

Parallèlement aux travaux principaux sur la suspension, a été réalisé l'élargissement de la chaussée par reprise de la dalle

hourdis, cassée et reconstituée sur une largeur moyenne de 1,00 m. Ces travaux ont permis le diagnostic d'une réduction de section importante des diagonales de la poutre de rigidité à la jonction acier-béton. Elles ont donc été renforcées par des plats boulonnés et des lumières coffrées par des boîtes métalliques soudées sur les poutres ont été ménagées pour éviter le contact eau-acier-béton. La maçonnerie dégradée des pylônes a été ragréée par des mortiers spéciaux à l'origine de magnifiques taches grises sur le béton lavé beige clair. Cette tenue «camouflée» peu esthétique pouvait difficilement s'imaginer dans le site. On a donc recherché un enduit projeté susceptible de redonner à l'ensemble, une unité de teinte. C'est un complexe de granulats de marbre concassé projeté sur un ciment-colle hydraulique (procédé PAREX de la société PROLIFIX) qui a été retenu. Il est à noter que ce procédé, adapté à une reconstitution d'aspect in situ, fait l'objet d'une garantie décennale.

Parmi les difficultés rencontrées et résolues pendant le chantier, citons deux points spécifiques :

- Reconstitution d'un support d'étanchéité

Après décapage, la dalle hourdis, partiellement dégradée, révélait un aspect de surface médiocre, inacceptable pour recevoir une étanchéité. Les dégradations ont été reprises au moyen de SIKATOP 122 F et après imprégnation à l'émulsion de bitume, un support de chape a été reconstitué par une couche de MICROVIA (produit VIA-FRANCE) de faible épaisseur (10 mm). Un complexe Etanchéité-Couche de Roulement (TESTUNO + MICROVIA 4 cm) a ainsi pu être mis en oeuvre. Cette solution de préparation de support se comporte de manière satisfaisante après quelques mois sous trafic. Attention toutefois ! un cloquage local est apparu, dont la cause pourrait être la rétention d'eau dans le mortier de ragréage, insuffisamment sec.

- Méthode de pesée des suspentes - Evaluation du poids propre

Une première campagne de pesée réalisée par l'entreprise sur une suspente a fait apparaître un écart très important (de l'ordre de 30%) avec le poids théorique attendu. Le mode opératoire a été remis en cause, il a été convenu en liaison avec le Laboratoire Régional de BLOIS, de mettre en oeuvre la pesée de toutes les suspentes avec plusieurs mises en tension des vérins, afin de s'affranchir des problèmes du frottement et de tracer la courbe effort-déplacement pour une suspente. Ceci a permis de retrouver le poids théorique du port à 5% près, ce qui est apparu tout à fait acceptable.

G. BERROU
P. CORFDIR



Les diagonales corrodées ont été renforcées par des plats boulonnés. Des fenêtres ont été ménagées. (Des boîtes métalliques soudées éviteront à l'avenir le contact béton-eau-acier)

Le pont Saint-Pierre à Toulouse

La Municipalité de TOULOUSE a décidé en 1985 de procéder au remplacement du Port SAINT-PIERRE, vieux pont suspendu qui menaçait ruine. Le nouveau Pont SAINT-PIERRE a été construit à la suite d'un concours réunissant une dizaine de groupements d'Entreprises et d'Architectes.

Une structure originale

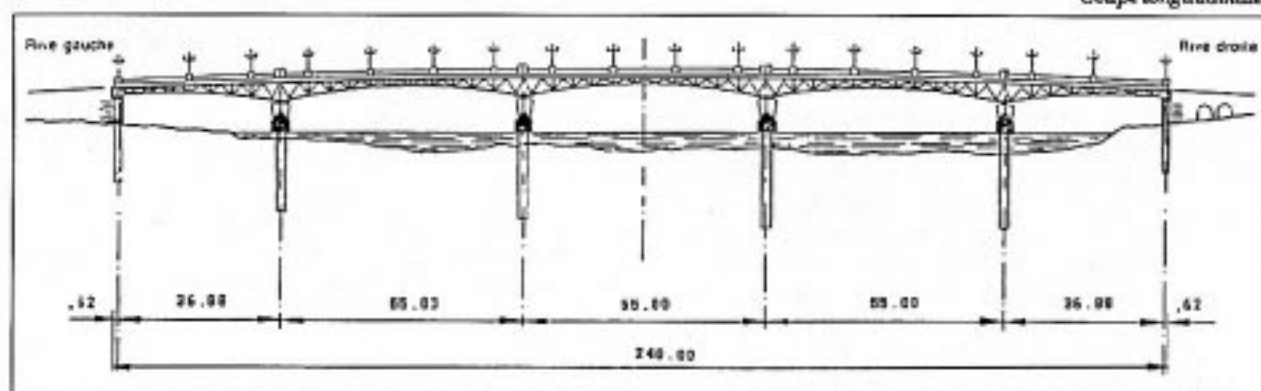
L'ouvrage d'une longueur totale de 240,00 m se décompose en 5 travées :

1 x 37,50 m - 3 x 55,00 m - 1 x 37,50 m

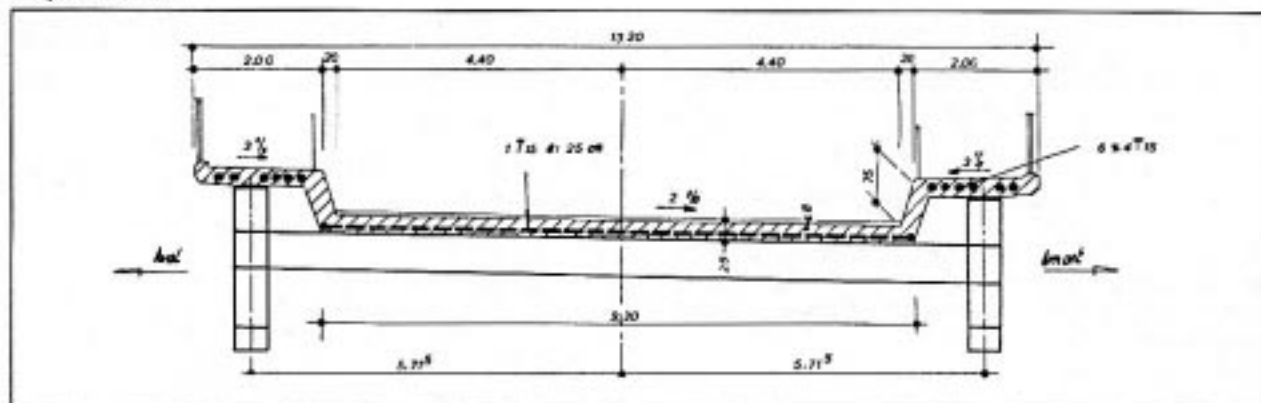
Le hourdis, de largeur totale 13,20 m, supporte une chaussée de 8,80 m encaissée entre deux trottoirs latéraux de 1,50 m. Le tablier mixte acier-béton est constitué de deux poutres métalliques triangulées auxquelles est connecté un hourdis en forme d'auge précontraint longitudinalement et transversalement.



Coupe longitudinale

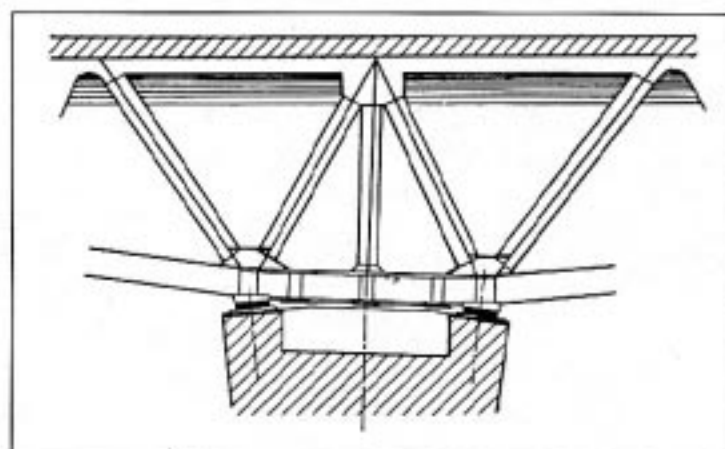


Coupe transversale



Des appuis dédoublés inclinés

Le tablier repose sur quatre piles en rivière fondées sur une seule file de puits \varnothing 1600 mm par l'intermédiaire d'appuis Néoprène dédoublés et inclinés afin de diminuer la flexion dans les puits de fondations. Les appuis extrêmes sont fondés sur puits \varnothing 1000 mm à l'intérieur des anciennes culées dont l'apparence en briques a été conservée.



PCP pour un pont mixte

L'ouvrage a été calculé par le bureau d'études avec le programme BC. Pour le recalcul de vérification, la conception particulière du Pont SAINT-PIERRE : tablier à ossature mixte triangulée et hourdis précontraint reposant sur appuis dédoublés et inclinés, ainsi que le mode de construction : mise en place de la charpente en 12 tronçons à l'aide de palées et appuis provisoires et bétonnage en 17 plots s'apparentant à la construction par encorbellements, ont conduit à utiliser le programme PCP du SETRA.

Le schéma ci-contre donne le principe de modélisation au voisinage d'une pile.

Les Etudes

L'ouvrage a fait l'objet de 3 calculs BC par FIGG and MULLER et 3 recalculs PCP par la Division Ouvrages d'Art du C.E.T.E. du Sud-Ouest :

- en Août 1986, pour l'établissement du projet d'exécution,
- en Mars 1987, suite à un nouveau phasage de construction,
- en Octobre 1987, pour le calcul de récolement.

A chaque fois, les résultats calcul-recalcul ont été voisins, PCP conduisant à des déformations légèrement plus faibles. En effet, pour tenir compte de la non ponctualité des nœuds du modèle, la structure PCP a été prise plus raide que dans le BC. Ces études ont montré que le phasage de construction avait une grande incidence sur les valeurs des réactions d'appui sur piles et que sous certaines combinaisons d'actions apparaissent des réactions négatives sur certains appuis. Cela a amené le Maître d'Oeuvre à faire effectuer des passées de vérification des réactions à vide sur les piles.

Epreuves et pesées

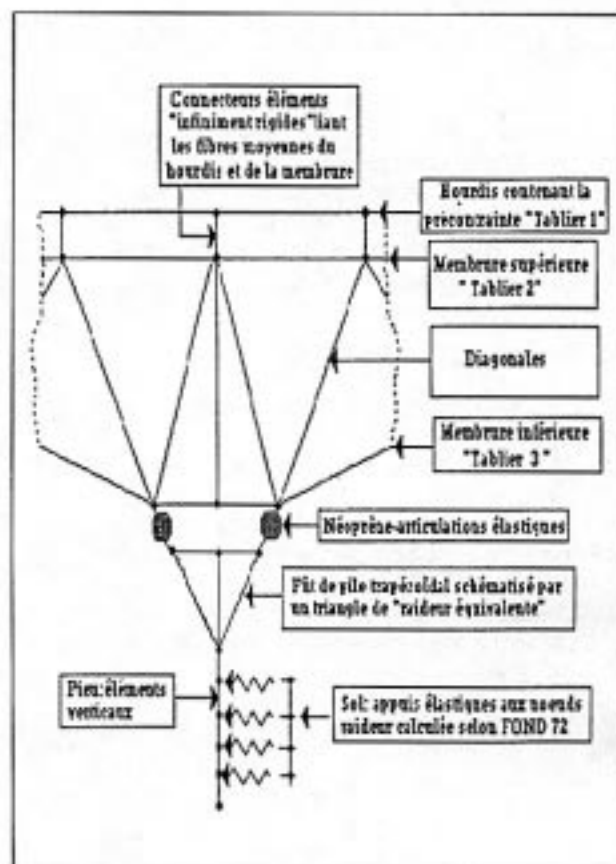
Les pesées des réactions d'appui ont fait apparaître un écart important avec les calculs sur piles 4 et 5 comme l'indique le tableau ci-dessous.

Or, les flèches mesurées au cours des épreuves réglementaires entrent dans la fourchette calcul-recalcul. Les mesures de flèches étant probantes, la validité de la modélisation ne peut être remise en cause; les écarts de réactions d'appui peuvent s'expliquer par un «piégeage» d'effets thermiques lors de la mise sur appuis définitifs qui s'est déroulée :

- à 16° C pour la pile 2
- à 21° C pour la pile 4
- à 27° C pour la pile 3
- à 36° C pour la pile 5

	P2		P3		P4		P5	
	G	D	G	D	G	D	G	D
Recalcul de récolement	445	338	393	377	357	415	359	412
Pesée Base de 10° C	443	322	384	367	311	454	264	473
Ecart en %	-0,5	-4,7	-2,3	-2,7	-12,9	+9,4	-26,5	+14,8

Réactions d'appui en tonnes



Ces résultats ont conduit le Maître d'Oeuvre à faire procéder à des calages sur appuis pour minimiser les risques de soulèvement, en rééquilibrant les réactions sur les deux appuis d'une même pile.

Intervenants

Maître d'Ouvrage : Ville de TOULOUSE

Maître d'Oeuvre : Service Techniques de la Ville de TOULOUSE

Architecte : MM. CALLEY et VILLEMUR

Organisme de contrôle : CETE de Bordeaux (D.O.A., Laboratoires de Toulouse et de Bordeaux).

Entreprise : CAMPENON Bernard

Principaux sous traitants :

Charpente métallique : STR Strasbourg Entreprise

Puits forés : BACHY

Bureau d'Etudes : FIGG and MULLER Engineers.

Quelques chiffres

Surface du tablier : 3 168 m²

Charpente métallique : 380 t. (120 kg/m²)

Béton du tablier : 840 m³ (26,5 cm)

Armatures BA du tablier : 160 t. (190 kg/m²)

Précontrainte longitudinales : 10 t. (12 kg/m²)

Précontrainte transversale : 9 t. (2,8 kg/m²)

COÛT TOTAL TTC du PONT : 11 000 F/m²

Petites causes... grands effets

L'importance de certains équipements dans la durabilité et le bon fonctionnement de la structure n'est plus à démontrer. Par contre la tendance consistant à économiser quelques pour cents sur ce poste peut s'avérer grave de conséquence quand cette économie est faite au détriment de la qualité.

Les coûts supportés par les services gestionnaires sont alors sans commune mesure avec l'économie initiale réalisée. Ainsi, en Allemagne, les crédits consacrés à la réparation des joints de chaussées, des appareils d'appui et des étanchéités représentent environ 25 % du total, pour des équipements représentant moins de 10 % en investissement initial.

Les deux articles ci-dessous illustrent ce propos sur les économies mal placées ou dangereuses sur les étanchéités ou sur la pose d'appareils d'appui.

Procédé(s) d'étanchéité par moyens à haute cadence

Vous avez été, ou vous allez être, sollicités par des entreprises routières pour l'exécution d'une étanchéité par des moyens de haute cadence, du type Etanplast ou similaire. Ces procédés sont très séduisants techniquement et économiquement ; cependant ils n'ont pas que des avantages, loin s'en faut ! Avant de les accepter, prenez contact avec le C.T.O.A. du S.E.T.R.A. ou le L.R. d'AIX (Mme BICHERON) dans l'attente d'une mise à jour du STER 81 en préparation, qui traitera de ces procédés.

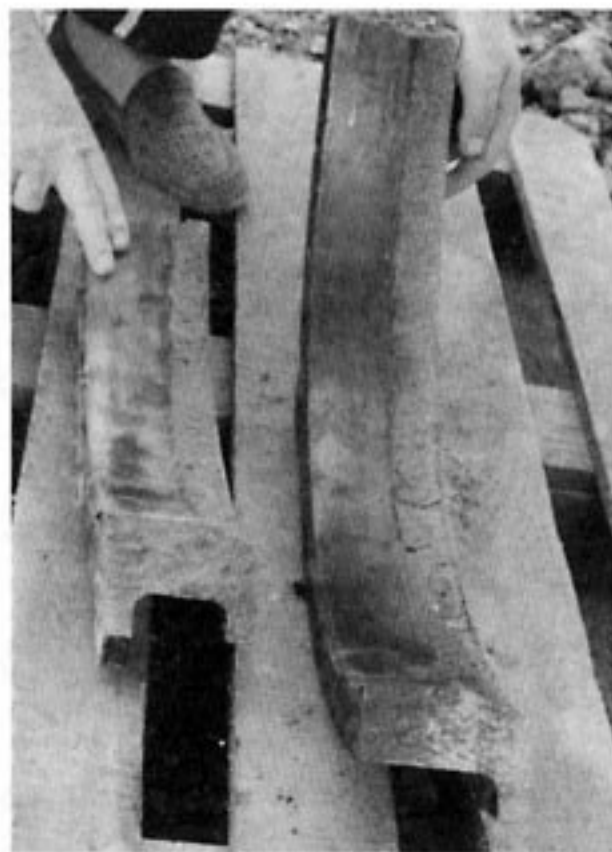
M.FRAGNET



Appareils d'appui à pot d'élastomère

Si les appareils d'appui en élastomère fretté acceptent du fait de leur élasticité des défauts mineurs de pose, il n'en n'est pas de même pour les appareils d'appui à pot d'élastomère. En règle générale les appareils d'appui sont utilisés pour reprendre trois types de sollicitations (verticale, horizontale, rotationnelle). Cela implique la parfaite portance de l'appareil d'appui sur son support (bain de mortier - matage). Dans la négative il travaille plus ou moins en flexion ce qui peut entraîner, pour un appareil d'appui à pot d'élastomère, la catastrophe ci-dessous observée accidentellement plusieurs mois après la pose de ce dernier alors que l'ensemble est monolithique. La virole et l'embase désolidarisées présentent trois cassures d'où l'obligation d'une pose particulièrement soignée.

A. CHABERT, LCPC ; R. AMBROSINO, LA BORDEAUX



Rupture de la virole en 3 morceaux

Désolidarisation de la virole avec l'embase inférieure alors que la pièce est monolithique

Les gardes-corps double fonction

L'utilisation de glissières sur ouvrages impliquent, pour que le dispositif puisse fonctionner (c'est-à-dire reculer en absorbant l'énergie du choc), que l'on dispose d'une distance entre l'élément de glissement et le garde-corps. L'habitude, et les textes réglementaires ont entériné ce point, a été de considérer cet espace entre le dispositif de retenue et le garde du corps comme un passage piéton.

Cette position du piéton est logique puisqu'il est alors protégé par la glissière. Malheureusement, une telle disposition nécessite que le passage piéton soit aussi derrière la glissière sur les accès, ce qui implique une piste aménagée. On imagine mal, en effet, une mère de famille avec une poussette marchant devant la glissière avant le pont, passer derrière cette glissière sur le pont ! Cette piste derrière la glissière ne peut donc s'envisager de façon systématique hors ouvrage qu'en présence d'un trafic piéton notable, ce qui est rarement le cas en rase campagne. C'est ce qui a conduit à rechercher des solutions où le passage piéton serait devant la glissière dans le cas de trafic piéton rare ou quasi nul. La glissière est ainsi dans l'alignement du garde-corps et, pour assurer la continuité du niveau de sécurité « véhicule léger », on poursuit la glissière sur le garde-corps.

C'est la solution décrite dans la pièce 6.2 du GC 77 et qui constitue un compromis entre la réduction du profil en travers et la sécurité ; le dispositif est plus « agressif » pour l'utilisateur VL et le coût des travaux de réparation plus élevé.

Ensuite, nous avons recherché comment la fonction garde-corps conforme au F61, titre II, pouvait s'intégrer à cette ossature. Seules les grandes lignes de cette partie sont décrites, à titre d'exemple, et le dessin est laissé à l'initiative du Maître d'ouvrage ou de ces mandants (projeteurs ou architectes).

Les premières applications ont donné satisfaction aux utilisateurs tant du point de vue de l'esthétique que de celui de l'efficacité. Sous réserve de respecter le domaine d'emploi ci-après défini, il est possible d'utiliser ce modèle de dispositif dont

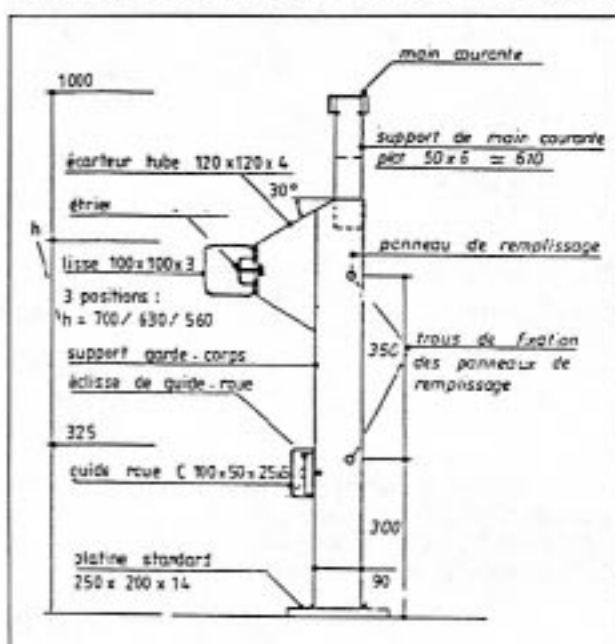


Fig. 2 - Coupe transversale

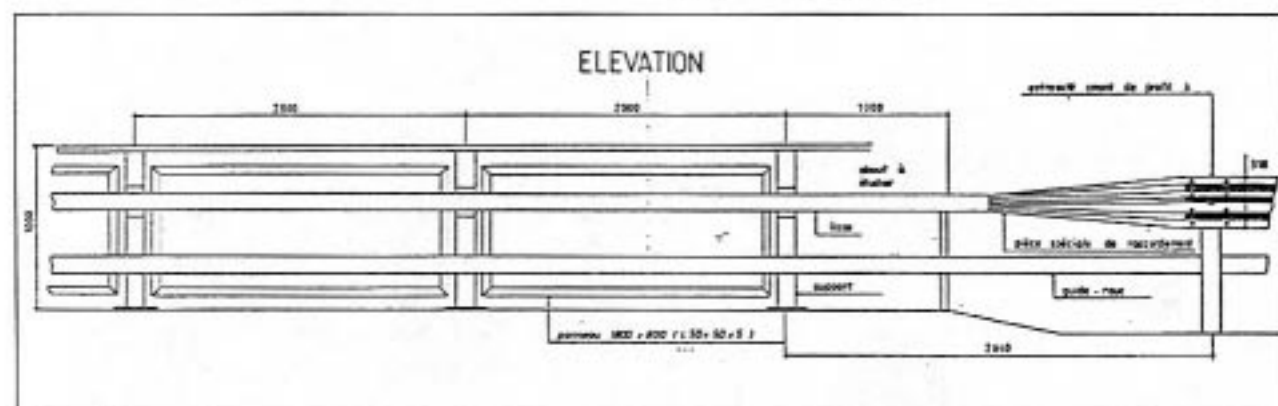


Fig. 1 - Élévation

L'esthétique peu heureuse du profil A ou B nous a amené à proposer son remplacement par une lisse de glissière GIERVAL qui est, en fait, une lisse 100 x 100 de la BN4. Si le résultat est plus satisfaisant, il n'en reste pas moins que l'ensemble reste hétérogène et souffre d'un manque de véritable conception d'ensemble.

Nous avons alors repris l'étude en collaboration avec un architecte (M. Ph. FRALEU) afin d'aboutir à un dispositif intégrant mieux les diverses exigences. Le dispositif ainsi conçu est un vrai garde-corps double fonction. Pour sa mise au point, nous avons d'abord défini sa fonction sécurité.

Celle-ci a été déterminée par des essais (statiques et dynamiques à l'INRETS, à Lyon). Les éléments constitutifs sont l'ossature du dispositif et ne doivent pas être modifiés.

les plans sont à votre disposition auprès du signataire dans l'attente d'une intégration dans un prochain réaménagement du dossier GC 77.

Le domaine d'emploi de ce garde-corps a été défini comme suit, au moyen de l'indice de danger ID.

Garde-corps double fonction :
ID1 < 14 ou 15 et trafic piéton faible

Glissière + trottoir + garde corps :
ID1 > 14 ou 15 ou existence d'un trafic piéton justifiant leur protection physique sur l'ouvrage ainsi que l'aménagement d'une piste de circulation spécifique hors d'ouvrage.

ID1 : indice qui permet d'évaluer la probabilité de sortie de chaussée des véhicules sur ouvrages (voir GC 77, notice 1)

Vérinage des tabliers sous circulation

Les travaux d'entretien des ponts au droit des appuis nécessitent fréquemment un vérinage du tablier. Or il est de plus en plus difficile de fermer ou de restreindre la circulation sur les grands axes supportant en permanence un trafic intense. La préparation minutieuse de chaque opération de vérinage est indispensable si l'on veut réduire au strict minimum la durée de la fermeture du trafic au temps nécessaire pour le levage proprement dit.

Un vérinage du tablier sur une seule pile introduit une simple brisure dans la continuité de la surface de roulement. Un vérinage sur une culée crée en outre une dénivellation brutale en marche d'escalier, préjudiciable à la circulation des véhicules. Dans ce dernier cas, il faut prévoir, pendant la période de fermeture au trafic, un reprofilage local de la chaussée.

Rappelons d'abord les principaux points à examiner dans le cas où le trafic est complètement interrompu et pour un vérinage fait sur une seule ligne d'appui à la fois.

Détermination de la hauteur totale à soulever par ligne d'appui

Pour un changement des appareils d'appui et une réfection des bossages, un vérinage de 1 à 3 cm suffit généralement.

S'il s'agit d'une modification de niveau du tablier (mise à un gabarit nouveau, réalisation de bossages, ...) la hauteur totale à véliner est imposée. Dans ce cas, on est limité par la course et l'encombrement des vérins qu'il est possible de mettre en place sur l'ouvrage. Le transfert des charges, lorsque le vérin est à bout, se fait obligatoirement sur un calage.

Détermination des emplacements et des efforts des vérins sur une ligne d'appui

Les vérins sont à placer, si possible, sur les chevêtres d'appui sous les poutres ou entretoises d'appui, sous réserve d'avoir la place disponible et de vérifier leur résistance. Si cette dernière est insuffisante ou si leur état est douteux (corrosion des câbles) on sera amené soit à les renforcer, soit à mettre les vérins sur des échafaudages à côté du chevêtre. Les coûts sont alors très élevés d'où l'intérêt de bien étudier ce point au projet.

Détermination de la dénivellation maximale admissible entre les différents points de vérinage d'une même ligne d'appui.

Cette limite traduit en terme de tassement différentiel la résistance limite de la structure que l'on ne veut pas dépasser. Le suivi et le contrôle de cette valeur pendant l'opération de vérinage exigent une instrumentation dont le degré de fiabilité est en rapport avec la précision des mesures (le tassement différentiel est généralement de l'ordre du mm, mais on peut avoir besoin d'une précision du 1/10 de mm).

Appréciation du risque de franchissement du seuil des dénivellations admissibles.

Il est d'autant plus difficile de respecter le seuil pendant l'opération de vérinage que ce dernier est plus faible. Tout vérinage reste soumis à une série d'aléas dus, d'une part à la structure, et d'autre part à l'exécution des travaux. Suivant le degré de complexité de la structure, les efforts effectifs pour soulever l'ouvrage diffèrent plus ou moins des valeurs calculées. À l'incertitude due au défaut de connaissance des charges permanentes réellement supportées par l'ouvrage, s'ajoute l'ignorance de leur distribution par appareil d'appui, notamment à cause des déformations inévitables de mise en place et d'adaptation au cours de la vie de l'ouvrage.



Lors des tentatives de vérinage, il existe des aléas dus aux risques de blocages localisés du tablier, notamment dans les joints de dilatation, les garde corps, les barrières, les canalisations sous trottoirs, ... Ces blocages, en s'opposant au mouvement de soulèvement, exercent des réactions totalement imprévisibles, mais qui peuvent être très importantes. On peut pallier ces éventualités par une conception appropriée du circuit de montage des vérins, par exemple en se réservant la possibilité d'agir sur un groupe de vérin indépendamment des autres. Les aléas dus aux défaillances d'étanchéité du circuit hydraulique d'alimentation d'un vérin, peuvent être éliminés par l'utilisation de vérins comportant un écrou de sécurité. Le transfert de charges d'un vérin sur un calage implique une dénivellation et un tassement de ce calage, provoqués par les irrégularités des surfaces de contact.

Ces considérations permettent d'évaluer le risque d'apparition de désordres selon le degré de sensibilité de la structure sous les charges permanentes seules, c'est-à-dire lorsque le trafic est complètement coupé. Sous circulation, les sollicitations dans la structure sont bien plus aléatoires que sous les charges permanentes seules. Pratiquement, il est fortement conseillé de couper complètement le trafic pendant la durée du vérinage proprement dit, même pour les itinéraires très chargés. L'ouvrage est calé par les écrous de sécurité par exemple, les travaux d'entretien se poursuivent normalement sous circulation jusqu'à la prochaine opération de vérinage ou de dévérinage. Pour des itinéraires moins chargés ou lorsque l'influence des charges routières est modérée par rapport aux charges permanentes, l'ouvrage est fermé aux poids lourds seulement.

Point de vue ...

Pourquoi ne met-on pas d'étanchéité sur les ouvrages voûtés

Les ouvrages voûtés du type (Passage inférieur voûté), Matière ou similaires, remportent, depuis quelques années, un succès auprès des utilisateurs qui les préfèrent aux ouvrages types buses, voire cadre PICF.

Mais, alors que, par ailleurs, nous plaçons la nécessité d'une étanchéité sur les ponts en montrant les conséquences en cas de défauts ou d'absence d'étanchéité, on constate que ces ouvrages sont construits sans se préoccuper de la pérennité de leur structure, donc de la conservation du patrimoine qu'ils représentent.

Est-ce parce que leur taille, faible, les dispenserait de recevoir une protection ?

C'est faire un mauvais calcul, car refaire un pont de 5 m d'ouverture peut être aussi gênant que refaire un pont plus important et le coût est à multiplier par le nombre d'ouvrages concernés.

Est-ce parce que leur matériau est étanche ?

Je ne le pense pas car il s'agit du même BA que les PICF et les PIPO.

Est-ce leur mode de fonctionnement en voûte qui prémunit contre toute arrivée d'eau ?

C'est ce qu'on disait des ponts en maçonnerie jusqu'à ce qu'on s'aperçoive que l'on pouvait dissoudre les joints et faire éclater les pierres !

Est-ce que le remblai subjacent serait étanche aux venues d'eaux ?

Je ne le pense pas et la venue d'eau, chargée de sels de déverglaçage dissous, est fort probable, d'autant que, bien souvent, la BAU n'est pas étanche au-dessus de ces ouvrages.

Je pense donc que ne pas mettre d'étanchéité sur ces ouvrages est une décision grave qui engage l'avenir par une diminution de la durée de service de ceux-ci.

Une telle étanchéité serait à prévoir systématiquement et pourrait consister en des systèmes très simples type feuilles préfabriquées conformes aux normes NF A 84. 303, ou 84. 311 ou un bitutène (ou similaire) ou une feuille conforme au F67, titre I.

J'admettrai que, au-delà d'une certaine hauteur de remblai (> 5 à 6 m) ou du fait de la nature spéciale de celui-ci (présence d'argile), on puisse se dispenser de l'étanchéité.

Reste aussi que ces ouvrages servent également de franchissements de ruisseau et qu'ils ont les pieds dans l'eau. De ce point de vue, il y aurait peut-être à faire, en notant que ceci est surtout un problème de nouveauté de l'eau et qu'un béton baignant en permanence craint moins.

Il serait intéressant d'avoir le point de vue des lecteurs sur ce sujet, qui pourrait permettre au SETRA de mieux définir sa position.

M. FRAGNET

8

Calculs - Informatique

Logiciels ouvrages d'art pour micro-ordinateurs

Afin de promouvoir la diffusion de logiciels techniques en DDE, le Comité Directeur des Applications Techniques et Scientifiques de l'Informatique a mis en place des Comités sectoriels chargés de définir les besoins, de suivre la mise au point et la diffusion des produits. Un des comités travaille sur le domaine ouvrages d'art. Il comprend des représentants de CDOA, des développeurs des CETE, ainsi que les maîtres d'ouvrages que sont la Direction des Routes et le CTOA du SETRA : il est rapidement apparu que la demande porte sur des logiciels simples d'emploi, résolvant des problèmes pratiques précis et bien cernés, recouvrant principalement trois domaines :

- calcul d'ouvrages en interaction avec le sol
- outils spécialisés complétant les programmes de calcul de ponts types
- outils de base permettant la vérification ou le prédimensionnement d'ouvrages simples.

Le groupe s'est orienté vers la conception de logiciels modulaires présentant une ergonomie soignée pouvant s'échanger des données en tant que de besoin.

En règle générale, ces logiciels destinés à la gamme de micro-ordinateurs 16 bits Pirogue, présentent comme caractéristiques communes :

- une mise en œuvre interactive par menus et enchaînement d'écrans, minimisant l'apprentissage de l'utilisation du logiciel,
- la disponibilité d'une aide en ligne appelable à tout moment pour guider l'utilisateur,
- l'utilisation de graphiques pour la vérification des données et la visualisation des résultats, soit à l'écran, soit sur traceur.

Le programme de développement actuellement engagé permet d'envisager la disponibilité des logiciels suivants :

Fin 1988

CARPE :
calcul de rideau de palplanches, avec un lit d'ancrages (développement CETE de l'Ouest)

1^{er} semestre 1989

ARMA :
dimensionnement et vérification de sections de béton armé rectangulaires ou en T_e au BAEL (développement CETE Méditerranée)

BUSES :
calcul de buses métalliques (développement SETRA/CITS)

2^e semestre 1989

APPUIS : vérification d'appuis de ponts-dalles (fondations, fûts de piles, appareils d'appuis, chevêtres incorporés) (développement CETE de l'Ouest ; CETE Normandie)

POUTRES :
calcul de poutres continues sous charges quelconques et sous charges routières, convois exceptionnels (développement CETE Méditerranée)

DIFFUS :
diffusion de précontrainte en about de ponts-dalles (développement CETE Normandie)

Comme souligné ci-dessus, la conception des logiciels a été pensée afin de réduire au minimum l'apprentissage de leur utilisation. Cependant leur usage requiert bien évidemment de solides connaissances techniques.

Une structure de diffusion et d'assistance sera progressivement mise en place dans les CETE mais nous escomptons l'émergence de clubs d'utilisateurs de DDE qui pourront orienter au mieux les évolutions de ce travail.

J. BRUNEAU
Animateur du Comité de Pilotage O.A.

9

SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'Art"

Répertoire des textes et documents techniques essentiels relatifs aux ouvrages d'art
Edition N° 3 - Décembre 1988 - Réf. P 2188 (gratuit)

Ces documents sont disponibles au bureau de vente des publications du SETRA - Tél. 42.31.31.53 et 42.31.31.55

Construction des ouvrages d'art - Résultats statistiques 1986
Réf. P 2086

O2 informatique - Le bulletin du Club des utilisateurs de l'informatique du SETRA
Numéro 1 Juillet 1988 - Réf. P3001 (gratuit)

