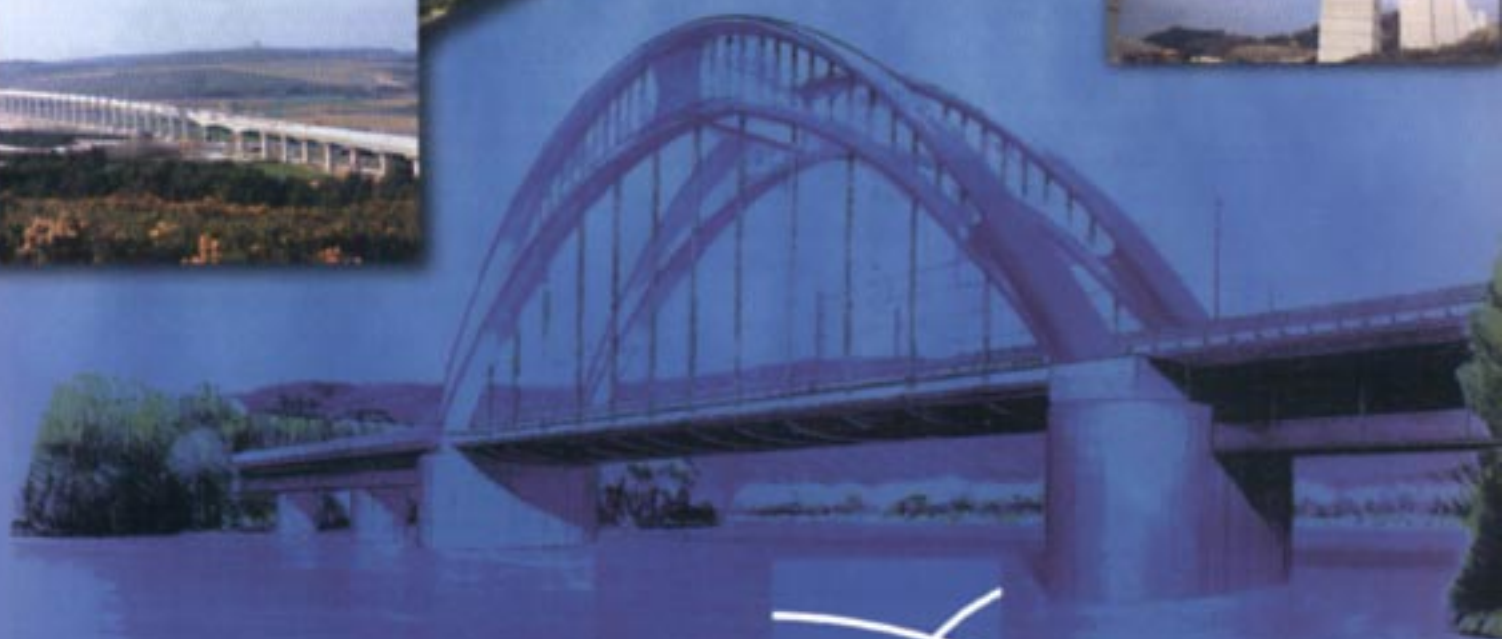


OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Bulletin de liaison diffusé par
le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes



N° 30
Août 1998

Les viaducs ferroviaires de la ligne à grande vitesse TGV Méditerranée

GÉNÉRALITÉS

■ 1 - Introduction

La Ligne Nouvelle TGV Méditerranée, longue de 300 km environ, comporte plus de 500 ouvrages d'art (cf. carte page suivante).

Au regard de ceux des précédentes lignes à grande vitesse, ces ouvrages se caractérisent par une intervention accrue des architectes, la prise en compte systématique des récentes règles parasismiques et, dans certains cas, le franchissement de brèches importantes nécessitant des structures innovantes en matière ferroviaire. Les viaducs ferroviaires et ouvrages assimilables se répartissent en :

- 4 bow-string métalliques,
- 5 viaducs en béton précontraint,
- 15 ouvrages mixtes
- 6 ouvrages spéciaux métalliques

■ 2 - Caractéristiques communes aux ouvrages ferroviaires

Les principales caractéristiques communes aux ouvrages ferroviaires (ponts-rails) sont les suivantes :

- importance des charges appliquées, tant verticalement (ballast, convois...) qu'horizontalement (freinage, interaction voie-ouvrage...),
- découpage des ouvrages de grande longueur en tabliers successifs ne dépassant pas 800 mètres environ chacun, ceci afin de limiter les mouvements de leurs extrémités mobiles à des valeurs compatibles avec celles admissibles par les appareils de dilatation de la voie ; dans le cas général, ce découpage est obtenu par l'introduction d'une travée inerte (isostatique) sur laquelle sont implantés les appareils de dilatation de la voie.
- limitation des déformations et des vibrations des tabliers, afin d'assurer la sécurité des cir-



culations d'une part, le confort des voyageurs d'autre part,

- limitation des déplacements des tabliers (notamment à leurs extrémités) et donc de la souplesse des appuis, de façon à assurer la continuité de la voie ferrée.

Toutes ces considérations conduisent à un dimensionnement des diverses parties d'un ouvrage ferroviaire sensiblement plus important que dans le cas d'un ouvrage routier.

■ 3 - Conception architecturale

L'ensemble des ouvrages d'art de la Ligne Nouvelle a fait l'objet de consultations permettant d'associer aux bureaux d'études de la SNCF des architectes, ceci dès la phase d'avant-projet sommaire. De plus, certains viaducs, qualifiés d'exceptionnels, et sélectionnés sur la base de leurs caractéristiques propres ou de leur environnement, ont été soumis à une procédure particulière dont l'objectif était d'obtenir la meilleure adéquation possible entre la structure et le site grâce à la collaboration architectes-ingénieurs.

■ 4 - Conception parasismique

La Ligne Nouvelle se situant dans sa plus grande partie en zone sismique (zones Ia, Ib, exceptionnellement II), la plupart des ouvrages ont été conçus en appliquant les règles parasismiques alors en cours de mise au point et parues en septembre 1995. En ce qui concerne les viaducs, les efforts dus au séisme sont transmis aux appuis fixes à l'aide de

RAMONDENC Philippe
 Chef du Département des Ouvrages d'Art du Patrimoine
 SNCF
 Tél : 01 55 31 17 46

BOUSQUET Christian
 Département des Ouvrages d'Art des Infrastructures Nouvelles
 SNCF
 Tél : 01 55 31 17 67

butées métalliques. Les appuis concernés sont :

- dans le sens longitudinal : soit une culée, soit une ou plusieurs piles intermédiaires pour les ouvrages de grande longueur,
- dans le sens transversal : tous les appuis.

Une particularité de la protection parasismique de ces ouvrages, comme des autres ponts-rails de la ligne, est la prise en compte, en complément de l'état limite ultime classique qui vise à se prémunir contre l'effondrement de la structure, d'un "état limite de

service". Ce dernier a pour objet de limiter les dommages sur les éléments structurels (maintien dans le domaine élastique) et sur la structure de la voie sous l'effet d'un séisme moins intense que celui de l'E.L.U., mais de probabilité d'occurrence plus importante (cf. tableau ci-dessous).

Deux viaducs de grande longueur, ceux de Vernègues et de Ventabren, ont en outre été munis d'amortisseurs sur culées.

P. RAMONDENC, C. BOUSQUET ■

PROTECTION PARASISMIQUE DES PONTS ETAT LIMITE DE SERVICE

1 - Action sismique

Sauf indication contraire du marché, l'accélération maximale moyenne à prendre en compte pour l'état-limite de service est de $0,65 \text{ m/s}^2$, quelle que soit la zone de sismicité.

En ce qui concerne l'action verticale, une intensité égale à 70 % de l'intensité ci-dessus est à considérer.

2 - Vérifications à effectuer

■ Vérification des contraintes :

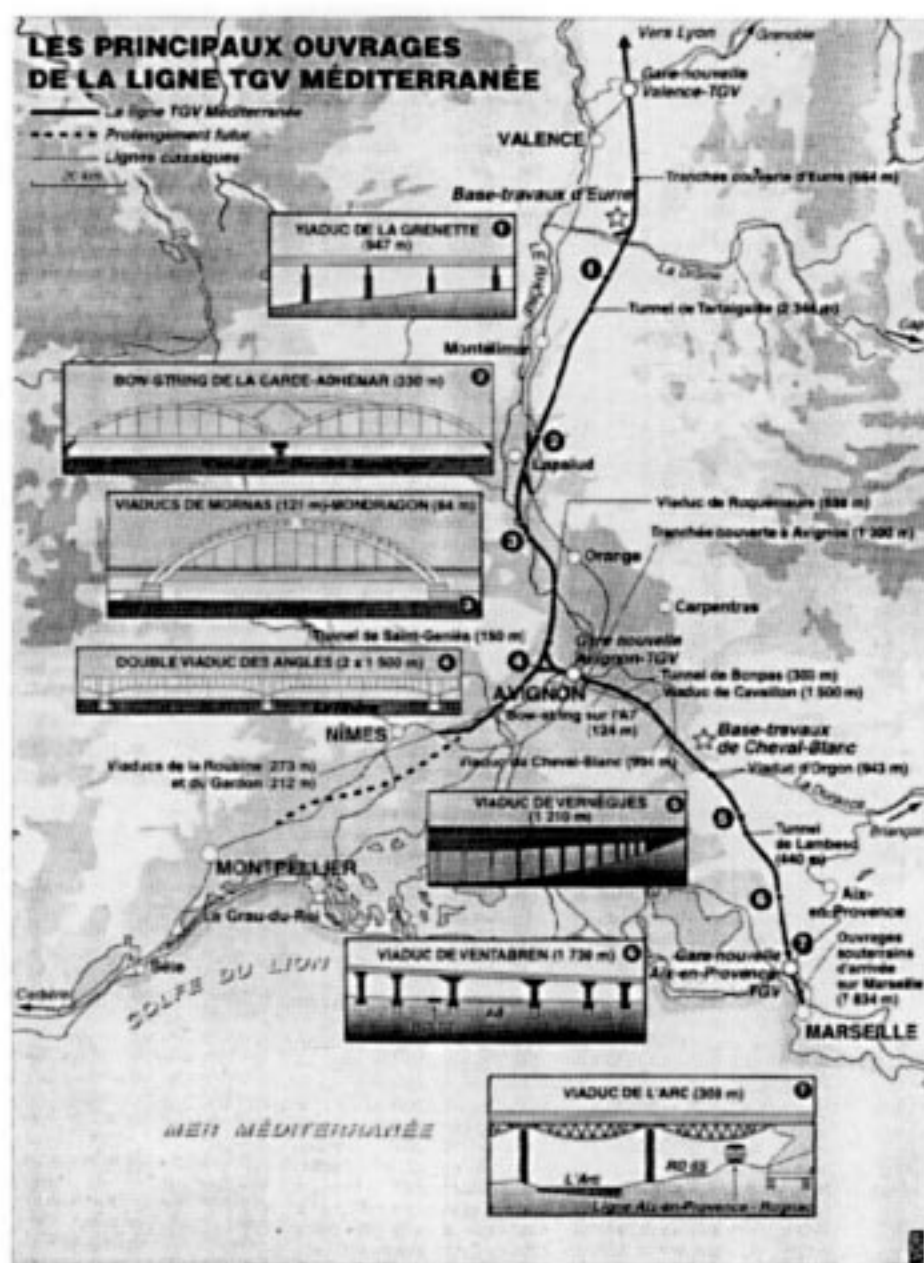
- Fissuration : peu préjudiciable quelle que soit l'ambiance
- Contraintes dans les aciers \leq limite d'élasticité
- Contraintes dans le béton $\leq \frac{3}{4} f_{cj}$

■ Vérification des déplacements et des accélérations :

	Ouvrage avec AD ^a aux extrémités (voie discontinue)	Ouvrage avec AD ^a sur 1 seule extrémité ou sans AD ^a (voie continue ou moins sur une extrémité)
SEISME LONGITUDINAL	Sans Objet ^b	Vérification à effectuer : - pas de vérification si la fréquence fondamentale F est supérieure à 3 Hz - si non : . déplacement relatif entre l'extrémité de l'ouvrage et son remblai $d_{ } \leq 20 \text{ mm}$. pas de vérification de vitesse ni d'accélération
	1ère vérification :	2ème vérification :
SEISME TRANSVERSAL	Déplacement relatif d_{\perp} (suivant le sens transversal) entre l'extrémité de l'ouvrage et son remblai - pas de vérification si $F > 3 \text{ Hz}$ - si non : $d_{\perp} \leq 20 \text{ mm}$	La déformation horizontale du tablier ne doit pas occasionner : - un rayon de courbure horizontale inférieur à 9500 m, - une déviation angulaire supérieure à 0,003 rd.
	Valeur limite d'accélération	
SEISME VERTICAL	- l'accélération maximale doit être inférieure ou égale à 7 m/s^2	

a. AD appareil de dilatation de la voie

b. Les appareils de dilatation aux extrémités sont capables d'absorber des déplacements induits dus aux mouvements sismiques sous réserve de limiter ces déplacements à 10 cm.



LIGNE NOUVELLE TGV MÉDITERRANÉE VIADUCS EN BETON PRÉCONTRAIT

NOM	LONGUEUR	PORTEE MAXI	EPAISSEUR TABLIER	MISE EN OEUVRE	CONCEPTION ARCHITECTURALE	ENTREPRISES
LA GRENETTE	930 m	52 m	4,50 m	Foussage	J.P. THIVEL	QUELERY
ROQUEMAURE	680 m	105 m	5 à 8,10 m	Encorbèlement	A. AMAIED	DEMATHEU ET BARD FOUGEROLLE-BILLOT KAZEL IMCC
AVIGNON	2 x 1 900 m	100 m	5 à 8,50 m	Encorbèlement Préfabriqué	F.E.R. DESVIGNES N. VIRELOUEUX	BONNIGUES GTM
VERNEGUES	1 210 m	80 m	1,50 à 5,25 m	Foussage Encorbèlement	AMAIED PRULEWSKI	DODIN SOGEA
VENTABREN	1 736 m	100 m	3,75 à 8,50 m	Foussage Encorbèlement Rotation	LAVIGNE	CAMPENON-BERNARD-SUD CAMPENON-BERNARD-SUD SPE RATIGNOLLES TP SPE CITRA-SUD-EST

LES VIADUCS EN BÉTON PRÉCONTRAIT DU TGV MÉDITERRANÉE

Les tabliers en béton précontraint sont du type poutre-caisson continue à deux âmes supportant deux voies, structure classique qui répond bien aux nombreuses sujétions auxquelles sont soumis les ponts ferroviaires, notamment en matière de maîtrise des déformations et des vibrations.

Les principales innovations apportées aux ouvrages du TGV Méditerranée par rapport à ceux des lignes nouvelles précédentes sont :

- l'utilisation de précontrainte extérieure pour la précontrainte de continuité, les câbles de première phase (poussage, encorbellement) restant quant à eux intérieurs au béton, dans les bords,
- la mise en œuvre de bétons de plus haute résistance (B44 à B52, au lieu de B35 à B40),
- l'utilisation de voussoirs préfabriqués, dans le cas des viaducs d'Avignon.

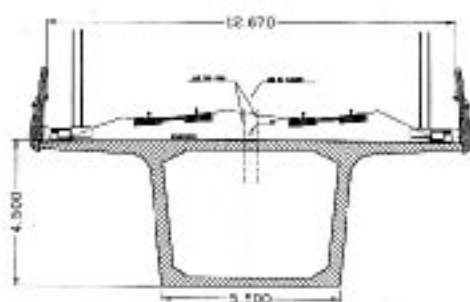
Les autres particularités de ces ouvrages sont signalées ci-après.

Particularités des divers ouvrages

■ **Le viaduc de La Grenette**, long de 930 m, permet le franchissement par la ligne nouvelle d'une vallée relativement profonde, à proximité du village de La Roche sur Grane.

La principale caractéristique de cet ouvrage réside dans ses piles, à la fois très hautes (jusqu'à 60 m environ) et d'une grande finesse pour un viaduc ferroviaire ; cette finesse résulte d'une volonté esthétique tenant compte de la longueur relativement faible des portées (53 m).

Son tablier, classique, a été mis en œuvre par poussage à partir de la culée Sud (côté tunnel de Tartaguille).



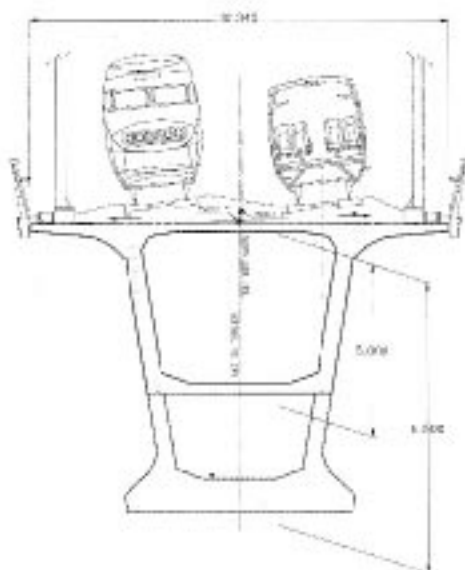
■ **Le viaduc de Roquemaure** franchit le Rhône entre Valence et Avignon.

Son tablier, de longueur 680 m, est un caisson classique réalisé par encorbellement coulé en place. Les portées principales sont de 105 m, ce qui constitue un record en matière de viaduc ferroviaire en béton précontraint.

Les piles dans le Rhône sont de forme allongée, orientée suivant le sens d'écoulement du fleuve, et sont dimensionnées pour résister à des chocs de bateaux de 2500 t (à l'ELU). Les efforts horizontaux de freinage et de séisme sont repris sur la pile P4.

■ **Les viaducs d'Avignon** permettent le franchissement du Rhône, entre son confluent avec la Durance et la ville d'Avignon, par la branche Marseille-Valence d'une part, la branche Marseille-Montpellier d'autre part. Les deux ouvrages sont parallèles et de niveau sur la majeure partie de leur longueur, voisine de 1500 m. Les viaducs proprement dits, de longueur 1120 m environ, sont prolongés, côté Marseille, par des estacades et un saut de mouton.

Les tabliers sont du type caisson classique à 2 âmes, les portées courantes des viaducs étant de 100 m environ. Ces ouvrages ont fait l'objet d'un certain nombre d'innovations dans le domaine ferroviaire :



Viaducs d'Avignon, coupe transversale

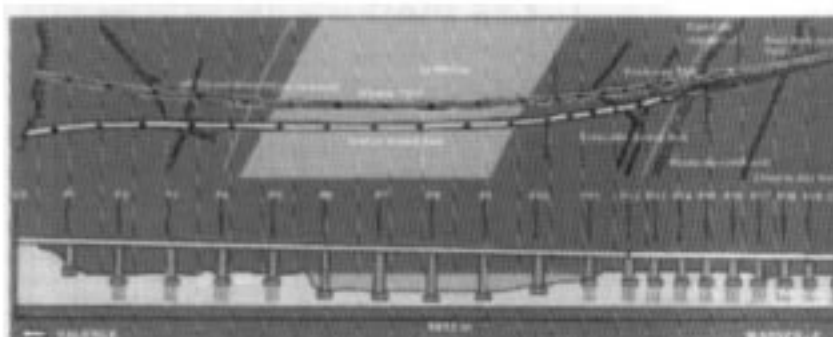
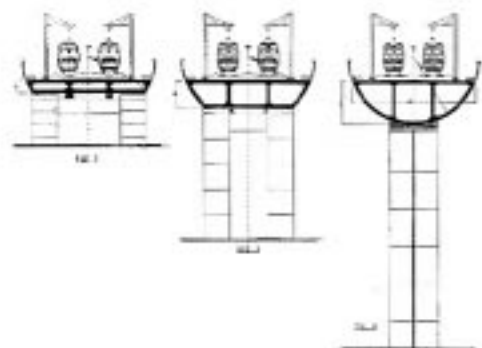
Viaduc de la Grenette, coupe transversale



- Le mode d'exécution des tabliers est du type construction par encorbellement avec voussoirs préfabriqués. Ces voussoirs sont posés à l'aide d'une poutre de lancement de longueur 225 m et de capacité 140 t environ.
- Les tabliers des estacades sont constitués de travées indépendantes de portée 50 m environ (par suite de l'impossibilité d'implanter des appareils de dilatation de la voie dans les zones concernées).
- Le découpage longitudinal se fait grâce à un joint cantilever dans la travée P5-P6, ce qui évite l'implantation d'une travée isostatique (de portée limitée à 50 m environ) qui aurait été incompatible avec la volonté de l'architecte d'obtenir un traversage régulier.
- Le béton est de résistance caractéristique à 28 jours $f_{cm} = 52 \text{ MPa}$ et de teinte claire (utilisation de ciment blanc).

Les piliers sont de hauteur variable, jusqu'à 50 m environ. Leur forme et leurs dimensions ont été déterminées en fonction des contraintes hydrauliques, des efforts très importants auxquels elles devront résister (dont les efforts de séisme et de choc de bateau) mais aussi des limitations de déformation.

■ **Le viaduc de Vernègues**, de longueur 1200 m environ, assure le franchissement de la vallée de Cazan, sur la commune de Vernègues (Bouches du Rhône). Ce site particulièrement exceptionnel a conduit l'équipe de



Viaducs d'Avignon

conception, après avoir envisagé un grand nombre de structures, à choisir un tablier de forme arrondie en béton précontraint, le plus long possible afin d'éviter les remblais d'extrémités, reposant sur des piles de forme variable et de plus en plus proches lorsque leur hauteur diminue.

Les portées varient ainsi de 80 m en partie centrale jusqu'à 15 m en rive, le rapport de la portée à la hauteur moyenne de deux piles adjacentes restant constant. L'originalité de cet ouvrage réside dans la forme de son tablier. Il s'agit d'un multicaisson dont la sous-face a la forme d'une coque cylindrique en partie centrale et est entaillée par un plan oblique à chaque extrémité, de façon à réduire l'épaisseur du tablier lorsque la portée des travées diminue. Cette épaisseur varie ainsi de 5,25 m au milieu de l'ouvrage à 1,50 m sur culées ; elle résulte d'un compromis entre la volonté de finesse de l'architecte et les contraintes de



Viaduc de Vernègues

Viaduc de Vernègues, coupes transversales

Viaduc de Ventabren



résistance et de déformabilité de l'ouvrage, compte tenu des portées et de la forme transversale du tablier, moins favorable que le caisson traditionnel. Le béton est de résistance caractéristique à 28 jours $f_{c28} = 52$ MPa. Les parements sont légèrement sablés. Les piles, également à parements sablés, sont constituées d'un fût creux de forme oblongue en partie centrale de l'ouvrage, et se séparent progressivement en deux fûts vers les extrémités, tandis que leur hauteur décroît de 33 m à 5 m environ.

■ **Le viaduc de Ventabren**, long de 1730 m, est situé à proximité d'Aix-en-Provence, et permet notamment le franchissement de l'autoroute A8. Le tablier est du type caisson à 2 âmes verticales avec coques latérales soutenant les encorbellements. Les portées courantes ont une longueur de 45 m ; le franchissement de l'autoroute sans appui sur le terre-plein central a nécessité une travée de

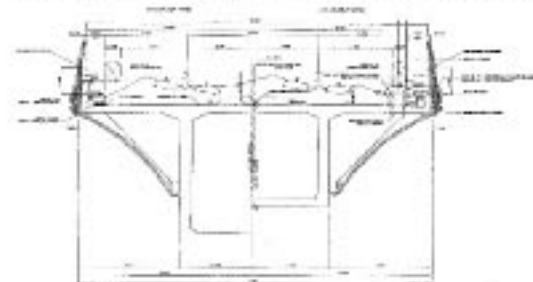
100 m. Les piles, de forme hexagonale, atteignent pour certaines environ 30 m de hauteur. La principale caractéristique de cet ouvrage provient de la méthode de réalisation utilisée :

- Les travées courantes ont été mises en place par poussage ;
- la travée de 100 m et les travées adjacentes ont été construites par encorbellement coulé en place, les fléaux étant d'abord parallèles à l'autoroute, puis amenés à leur position définitive par rotation (puis basculement pour obtenir la pente longitudinale).

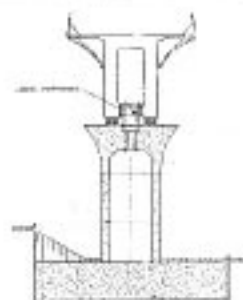
Cette méthode est celle qui apportait les meilleurs garanties de sécurité pour l'exploitation autoroutière ; ainsi, chaque opération de rotation, effectuée de nuit avec fermeture de certaines voies de l'A8, a duré moins de 3 heures. Il convient de mentionner également le fait que le viaduc de Ventabren, comme celui de Vernègues, est muni d'amortisseurs sur culées afin de minimiser les conséquences d'un séisme éventuel.

Viaduc de Ventabren

coupe transversale

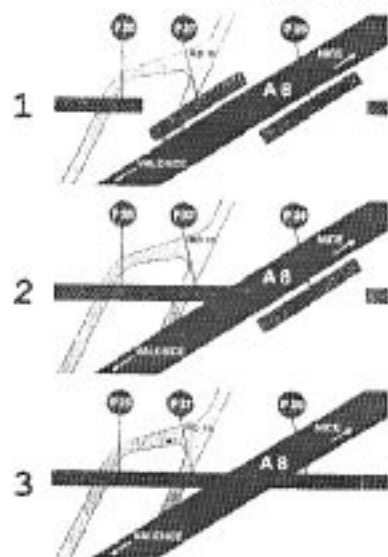


pile



principe de rotation des fléaux

C. BOUSQUET ■



TGV MÉDITERRANÉE ET OUVRAGES MÉTALLIQUES OU MIXTES

Après une période d'absence lors de la construction des 2 premiers TGV (Paris-Lyon et Atlantique), le métal a fait la preuve sur le TGV Nord de sa bonne adéquation avec la grande vitesse, au travers d'ouvrages simples, principalement des bipoutres mixtes. Aussi, dans la continuité, sur le TGV Méditerranée trouve-t-on plus d'une vingtaine d'ouvrages métalliques ou mixtes, pour un tonnage de métal dépassant 44000 tonnes (Voir tableau "Ligne nouvelle du TGV méditerranée", page 12). Si sur le TGV précédent, les types de tabliers ont été limités, le TGV Méditerranée voit se réaliser un grand nombre de structures métalliques différentes, des poutrelles enrobées au bow-string en passant par les bipoutres, les multipoutres, les caissons mixtes et les tabliers à poutres latérales. Cet ensemble comprend aussi bien des tabliers à une travée que des ouvrages continus dont la longueur va jusqu'à 1500 m. La plus grande travée, au franchissement du péage sud d'Avignon dépasse 124 m, le tablier est un arc bow-string.

En ce qui concerne les bipoutres mixtes, la portée moyenne est de l'ordre de 50 m, les plus grandes sont de 63 m pour le viaduc d'Orgon.

Les quadripoutres ou les bicaissons ont été choisis pour leur aptitude aux franchissements biais comme pour leur faible épaisseur qui a permis de les utiliser préférentiellement au croisement d'autoroutes ou d'autres voiries routières importantes. Quand le profil en long l'exigeait, c'est-à-dire quand il fallait réduire au strict minimum les remblais d'accès, il a été fait appel pour la première fois dans des zones parcourues à très grande vitesse à des tabliers



Franchissement du péage Sud d'Avignon, arc bow-string

réalisés à l'aide de poutres latérales métalliques réunies entre elles par des poutrelles enrobées. Ces ouvrages, à la raideur torsionnelle relativement faible, s'accordent eux aussi très bien à des appuis biais ; ils sont couramment utilisés sur lignes classiques.



Tablier quadripoutres



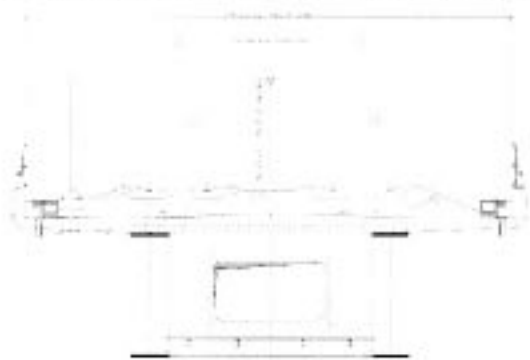
Viaduc de Cavillon

Tablier à poutres latérales métalliques

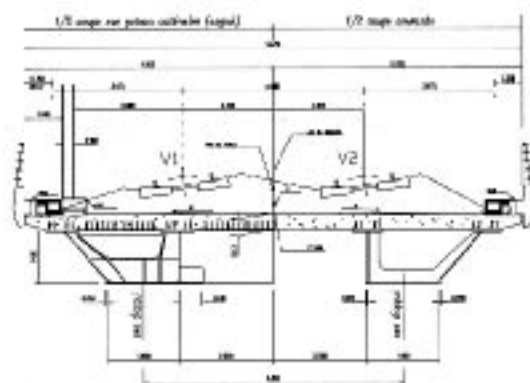


La caractéristique commune à tous ces ouvrages est la pose de voie ballastée sur dalle béton, du bow-string à l'ouvrage mixte. Ce principe a été retenu aussi bien pour des raisons mécaniques (création d'éléments ou d'ossatures à fonctionnement mixte chaque fois que possible, par association avec la poutraison métallique), que de pérennité (pas d'éléments métalliques directement situés sous la voie et pouvant très rapidement être endommagés en fatigue et protection physique par la dalle de ces éléments métalliques) ou bien encore phonique (la dalle en béton possède une forte impédance acoustique qui empêche la transmission des vibrations au reste de l'ossature). Par ailleurs, dans de nombreuses occasions, il s'est avéré que le poids de cette dalle avait un effet favorable sur le comportement dynamique de la structure sans pour autant trop péjorer les sollicitations des

Pose de voie ballastée sur dalle béton



Bi-poutre mixte à hordis inférieur béton



Viaduc mixte bi-caisson

appuis en cas de séismes. En effet, en cas de séisme, le poids du béton devient un ennemi qui contrebalance un des avantages en la matière des ossatures métalliques : leur légèreté. Il a donc toujours été nécessaire de rechercher l'optimum en ce qui concerne l'apport du béton.

Hormis les bow-strings ayant fait l'objet d'études architecturales poussées, tous ces ouvrages ont aussi, a priori, l'avantage d'un comportement mécanique d'ensemble très simple : soit flexion différentielle et torsion pour les bipoutres, soit flexion différentielle seule pour les multipoutres, bicaissons ou poutres latérales, l'avantage des bicaissons étant par ailleurs de bénéficier d'une raideur torsionnelle propre qui permet d'améliorer la répartition entre les 2 caissons. Ils sont donc, d'une part, tous accessibles à des calculs statiques limités, ce qui permet, d'en maîtriser la conception et, d'autre part, il est possible de réaliser des assemblages simples, gage d'une tenue en fatigue efficace. Cela permet aussi de contrôler les nombreux calculs informatiques produits lors de l'exécution de tels ouvrages et d'être sûr de leurs résultats.

A signaler la réalisation de plusieurs bipoutres mixtes à hordis inférieur en béton en remplacement du contreventement métallique traditionnel permettant de refermer le flux de torsion. Ces ouvrages sont les précurseurs de nouveaux bipoutres, où ce hordis pourra être utilisé, tout ou partie, en tant que membre inférieure.

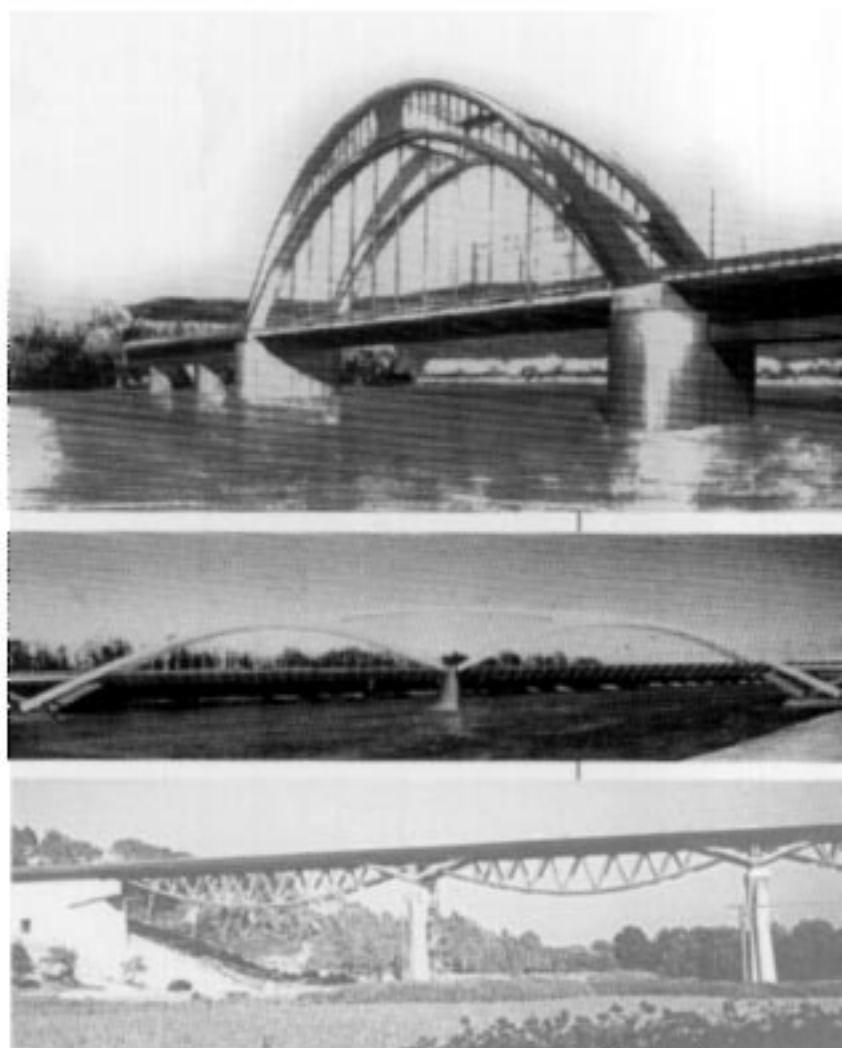


Les trois grands bow-strings de Donzère, Mornas et Mondragon ont, quant à eux, nécessité des calculs complexes pour retranscrire leur fonctionnement particulier : continuité des deux tabliers bow-strings et arc supérieur braconné les réunissant pour le premier, arcs dédoublés pour les deux autres. Il a, à chaque fois, fallu s'assurer par des calculs en fourchette de la participation du béton — a priori

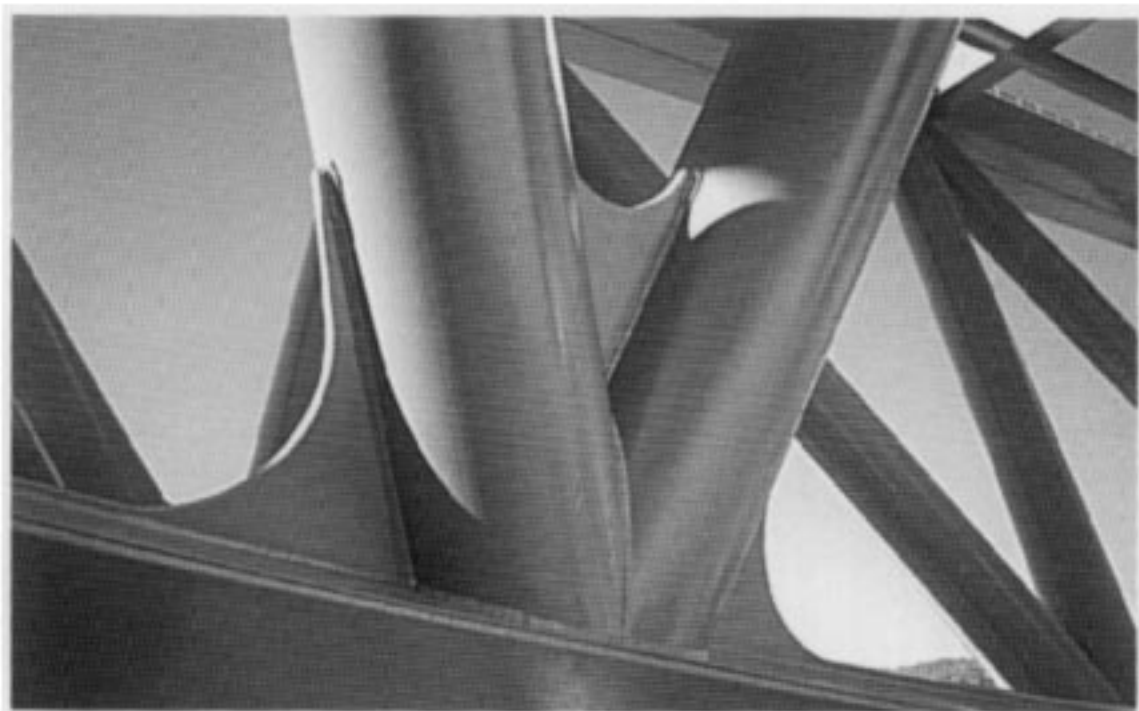
en grande partie fissuré — et des conséquences de cette participation sur le cheminement des efforts au travers de l'ossature métallique, un des buts étant de vérifier qu'aucune concentration de contrainte non maîtrisée ne pouvait se produire entraînant des problèmes de fatigue, comme de vérifier qu'aucun comportement dynamique parasite n'était à craindre.

Enfin, dernier ouvrage notable ayant nécessité des calculs plus importants que de coutume, le viaduc de l'Arc dont les poutres continues en ventre de poisson ont demandé des vérifications particulières, surtout vis-à-vis de la fatigue. Le choix qui a été fait de réaliser les caissons des membrures supérieures et inférieures des poutres à partir d'une âme centrale par laquelle transite une grande partie des efforts a permis de répartir ceux-ci dans les zones de nœuds, évitant des concentrations de contraintes trop importantes.

P. RAMONDENC ■



De haut en bas :
Viaduc de Morras-
Mondragon
Bow string de Donzère
Viaduc de l'Arc



LIGNE NOUVELLE DU TGV MÉDITERRANÉE

■ viaducs exceptionnels

Nom	Longueur (m)	Portée maxi (m)	Type de tablier	Tonnage acier (t)
(GRENETTE)	(930)	(53)	CAISSON BP	
DONZERE	320	115	DOUBLE BOW-STRING	4600
MORNAS	850	120	BOW-STRING + MIXTE	5000
MONDRAGON	637	84	BOW-STRING + MIXTE	3500
(WIGNON) Ligne TGV	3515	100	CAISSON BP + ESTRADALES	
Ligne Grand Sud	3476	100	CAISSON BP	
(VERNEGÈS)	(1200)	(80)	CAISSON BP	
(VENTABREN)	(1730)	(100)	CAISSON BP	
ARC	300	46	TREILLIS TUBULAIRE	(20)
Tonnage effectif réalisé				14310

■ viaducs courants

Nom	Longueur (m)	Portée maxi (m)	Type de tablier	Tonnage acier (t)
LA CRONE	190	53	BI-POUTRE MIXTE	702
A7 (DONZERE)	356	56	QUADRIPOUTRE MIXTE	874
L'AGUIS	186	51	BIPOUTRE MIXTE	585
(BOQUEMAURE)	(680)	(105)	CAISSON BP	
ST GENIES	590	44	BI-POUTRE MIXTE	1742
A9	116	34	QUADRIPOUTRE MIXTE	423
Péage A7	190	124	BOW-STRING + QUADRIPOUTRE MIXTE	2900
A7 (BOMPAS)	356	40	BI-POUTRE MIXTE	935
CRILLON	1500	51	BI-POUTRE MIXTE	5300
CHEVAL BLANC	994	51	BI-POUTRE MIXTE	3500
OHGON	942	63	BI-POUTRE MIXTE	3600
CANAL EDF	90	53	QUADRIPOUTRE MIXTE	515
TOULOUSE	372	50	BI-POUTRE MIXTE	1323
BOUBINE	270	53	BI-POUTRE MIXTE	925
GARDON	214	57	BI-POUTRE MIXTE	687
BRIANCON	79	33	BI-CAISSON MIXTE	292
Tonnage effectif réalisé				23803

■ ouvrages spéciaux métalliques

Nom	Longueur (m)	Portée maxi (m)	Type de tablier	Tonnage acier (t)
RD 994	135	31	BI CAISSON	522
EN 7	72	24	RaPL	500
RS 100	380	49	MIXTE	1300
RS 580	155	31	BI CAISSON	500
RD 59	57	57	RaPL	627
RD 541	116	47	RaPL	913
Tonnage effectif réalisé				4362

"Délançage" d'un passage supérieur en béton précontraint sur l'autoroute A7

I - Contexte général de l'opération

Dans le cadre de la réalisation de la ligne nouvelle du T.G.V. SUD-EST, entre VALENCE et MARSEILLE, l'échangeur de CAVAILLON, sur l'autoroute A7 a dû être totalement réaménagé.

La gare de péage, située initialement entre l'autoroute et la Durance, a été déplacée de l'autre côté de l'A 7, ce qui a entraîné la réalisation de nouvelles bretelles d'accès et de sortie, la construction d'ouvrages d'art, mais également la mise hors service de l'ancienne bretelle et de l'ouvrage permettant à celle-ci de franchir l'autoroute.

L'ensemble des travaux de réaménagement de l'échangeur a été réalisé sous Maîtrise d'Ouvrage A.S.F. (Autoroute du Sud de la France), les études, l'élaboration du dossier d'appel d'offres et la Maîtrise d'œuvre étant confiées à SCETAUROUTE.

Dans le cadre de la consultation globale relative au réaménagement de l'échangeur, était prévue la démolition, sans interruption de la circulation sur A7, de l'ouvrage 2113, un passage supérieur à 4 travées en béton précontraint.

L'ouvrage devait être déplacé sur un des remblais d'accès où il pourrait être ensuite démoli hors emprise de l'autoroute.

L'entreprise BEC, titulaire du marché général de terrassements et d'ouvrages d'art, décidait de sous-traiter à une entreprise spécialisée les travaux de déplacement de cet ouvrage, et c'est donc dans ce contexte que FREYSSINET est intervenu.



II - Caractéristiques principales de l'ouvrage

Construit en 1968 il s'agissait d'un pont dalle en béton précontraint à 4 travées de portées respectives 11,05 m/18,80 m/21,90 m/12,90 m, présentant un biais de 70 grades et un profil en long circulaire de 1400 m de rayon.

D'une épaisseur variant de 66 à 75 cm et d'une largeur de 11,00 m, le tablier était précontraint par 68 câbles 12 Ø 8.

Sa masse, après enlèvement des superstructures, était de l'ordre de 1400 t.

Chaque pile était constituée par 3 fûts de 50 cm d'épaisseur et de largeur variant de 2,30 m à la base à 3,50 m au niveau du tablier. La hauteur de ces fûts était en moyenne de 6,35 m.

Les culées étaient du type semi-enterrées, leur sommier reposant sur 4 fûts Ø 600 mm.

Les fondations de tous les appuis étaient superficielles.

III - Méthode de "délançage" initialement envisagée

Dans le cadre du dossier d'appel d'offres, une solution technique de "délançage" était définie qui consistait à déplacer l'ouvrage sur des poutres métalliques installées de chaque côté du tablier et appuyées sur des appuis provisoires implantés au niveau des piles et culées.

Durant cette opération l'ouvrage était supporté par des chevêtres transversaux fixés au tablier sensiblement au droit des appuis d'origine.

Vue générale de l'ouvrage au début du "délançage"

Sur remblais l'ouvrage était déplacé sur deux longrines en béton équipées de rails à l'aide de patins de glissement et de vérins de traction.

Cette solution technique, très similaire à celle utilisée par FREYSSINET pour le "délançage" de deux passages supérieurs précontraints sur l'autoroute A1, dans le cadre des travaux du TGV Nord, il y a quelques années, devait s'avérer, dans le cas présent, financièrement peu économique.

En effet, la masse de l'ouvrage et la portée de la plus grande des travées, conduisaient à l'utilisation d'un cintre extrêmement important dont le coût était très pénalisant.

A la demande de l'entreprise BEC, d'autres solutions, plus économiques, ont donc été étudiées.

Parmi celles-ci, la solution qui a finalement été retenue, après examen technique du Maître d'Oeuvre, a été celle présentée par FREYSSINET, qui est décrite ci-après.

IV - Description technique de la méthode de "délançage" retenue

Pour permettre le "délançage", le tablier est raidi par un cintre métallique constitué par 2 x ZHEB 1000.

Ce cintre est prolongé :

- par un arrière-bec de 18,00 m de longueur constitué des mêmes profils métalliques.
- par un court avant-bec permettant l'accostage sur les dispositifs de glissement.

Les profils sont posés sur des calages métalliques et fixés au tablier, au voisinage des piles et culées, par des barres de précontrainte verticales Ø 40 MACALLOY tendues à 90 t.

En travée, des vérins sont disposés entre le cintre et la dalle précontrainte.

Ces vérins sont mis en pression avant déplacement de l'ouvrage, ce qui permet en chargeant artificiellement la dalle, de recentrer la ligne de précontrainte.

Pour assurer le déplacement de l'ouvrage, des dispositifs hydrauliques de levage et de ripage - baptisés "marcheurs" - sont installés sur les piles et près de la culée côté "délançage".

Ils permettent de déplacer l'ouvrage par courses de 20 à 30 cm sans générer d'efforts horizontaux sur les appuis sur lesquels ils sont implantés, ce qui est indispensable compte tenu de la très faible résistance des fûts de piles. (Voir encart)

Pour permettre la mise en place de ces dispositifs sur les divers appuis, l'ouvrage est préalablement vériné d'une hauteur moyenne de 35 cm.

Au fur et à mesure du "délançage", le tablier vient reposer sur remblais, sur des plots en béton armé espacés longitudinalement de 12,75 m sur lesquels sont installées des selles de glissement ou des "marcheurs".

Côté opposé, des rouleurs mécaniques de 100 t permettent l'appui de l'arrière bec pendant le déplacement.

V - Études d'exécution de l'opération de "délançage"

Ces études ont été réalisées conjointement par EUROPE ETUDES (Agence de Marseille) et FREYSSINET FRANCE SUD.

Compte tenu du mode de renforcement de l'ouvrage, le fonctionnement précis de la structure composite constituée par les profils métalliques et la dalle précontrainte au cours du déplacement, était relativement complexe à appréhender.

Il était en effet probable que cette structure devait fonctionner à certains moments comme un ouvrage mixte acier-béton, mais comme les efforts de clouage étaient insuffisants dans certaines configurations de déplacement, il était également à peu près certain que ce fonctionnement mixte n'était que partiel.

Dans ces conditions, plutôt que de chercher à analyser très précisément ce fonctionnement - avec les risques d'erreurs inévitables dus par exemple à la méconnaissance de l'état précis de la précontrainte d'origine ou de la résistance du béton de la dalle - nous avons retenu une méthode d'analyse simplifiée allant dans le sens de la sécurité.

Les calculs ont donc été faits en supposant que nous déplacions deux ouvrages indépen-

dants mais dont les déformations restaient identiques au cours du "délançage", ces ouvrages étant soumis à l'action de leur poids propre et aux efforts appliqués par les vérins.

Ces calculs ont permis de déterminer l'effort optimum et le nombre de vérins à mettre en place dans chaque travée, afin que pendant le "délançage", les contraintes dans les profilés métalliques restent admissibles et que la contrainte de traction dans la dalle B.P. n'excède pas -2 MPa.

Ils ont également permis de définir le nombre de barres de bridage à mettre en place pour solidariser les cintres au tablier.

Les calculs informatiques ont été réalisés avec le logiciel ROBOT. Ils ont été complétés par des calculs manuels dans certaines zones particulières, afin de vérifier qu'il n'y avait pas de risque de rupture même en cas de fonctionnement anormal de l'ouvrage raidi.

Les principaux résultats sont résumés ci-après :

- Précontrainte de clouage au droit des piles (P3/P4) encadrant la travée de 21,90 m :
 - 16 barres Ø 40 sur chaque pile.
- Précontrainte de clouage au droit de la pile P2 et sur les culées C1 et C5 :
 - 8 barres Ø 40.
- Efforts appliqués par les vérins :
 - Travée de 18,80 m = 120 t (3 points de vérinage)
 - Travée de 21,90 m = 200 t (4 points de vérinage)
 - Travée de 12,90 m = 80 t (2 points de vérinage)

- Contrainte max dans les cintres : 189 MPa
Outre ces calculs de flexion générale, il a été vérifié que la dalle B.P. ne risquait pas de se rompre en flexion locale, en particulier lorsque l'appui d'un marcheur sous le tablier se faisait entre les points de calage ou de vérinage du cintre.

Cette vérification a conduit à limiter à 2,00 m environ la distance entre ces points.

En ce qui concerne les appuis, et plus particulièrement les piles dont nous avons indiqué qu'elles étaient très fragiles, une vérification de la stabilité sous l'effet d'efforts horizontaux majorés (coefficients de frottements aug-

mentés de 50 %) a été effectuée et des déformations limites admissibles pour les fûts ont été déterminées.

Enfin, un calcul complet du cintre, des avant et arrière becs et des assemblages, a été fait.

VI - Réalisation des travaux

■ VI.1 - Travaux préalables au vérinage du tablier

Après l'installation d'échafaudages de travail sur les trois piles intermédiaires, les fûts latéraux de celles-ci ont été carotés pour permettre la mise en place des vérins de levage.

Ces vérins de 50 t de force utile et de 400 mm de course, ont été cloués aux deux fûts extérieurs par barres de précontrainte.



Six vérins ont été installés sur chaque fût offrant une capacité de levage de 600 t pour une réaction maximale prévisible voisine de 500 t.

■ VI.2 - Préparation et installation du cintre

Les profilés HEB 1000 constitutifs des cintres, ont été livrés en longueurs variant de 17,90 m à 22,80 m. Ces profilés ont été percés et renforcés sur chantier par une entreprise locale spécialisée en construction métallique.

Tous ces travaux ont été effectués en tenant compte des dimensions réelles du tablier qui différaient sensiblement des valeurs théoriques figurant sur les plans d'exécution.

Pendant cette phase de préparation du cintre, les forages verticaux du tablier, au droit des barres de bridage, ont été réalisés.

Le cintre a ensuite été mis en place et réglé, ses tronçons ont été éclissés par boulons H.R.

Equipement d'un fût de pile :

- vérins de levage cloués par barres de précontrainte
- vérin de calage au premier plan
- marcheur Freyssinet



Vue des cintres de raidissage et de leurs barres de bridage

et les barres de bridage ont été installées et tendues au vérin hydraulique.

■ VI.3 - Vérinage du tablier

Le vérinage a été réalisé à l'aide du matériel de Levage Assisté par Ordinateur (L.A.O.) de FREYSSINET. Au niveau des piles, le levage a été effectué avec les vérins décrits ci-avant.

En ce qui concerne les culées, leur géométrie ne permettait pas la mise en place de vérins de course suffisante. Le vérinage a donc été réalisé à l'aide de vérins hydrauliques de 90 t de capacité et de 150 mm de course, installés sur les massifs provisoires en béton armé néces-

saires au 'délançage' et prenant appui sous les parties en encorbellement des cintres raidisseurs. La flexion de ces derniers, lors du levage, était compensée automatiquement par le système L.A.O.

L'opération de levage s'est passée sans difficulté notable, et l'ouvrage a pu être mis sur son plan de 'délançage'.

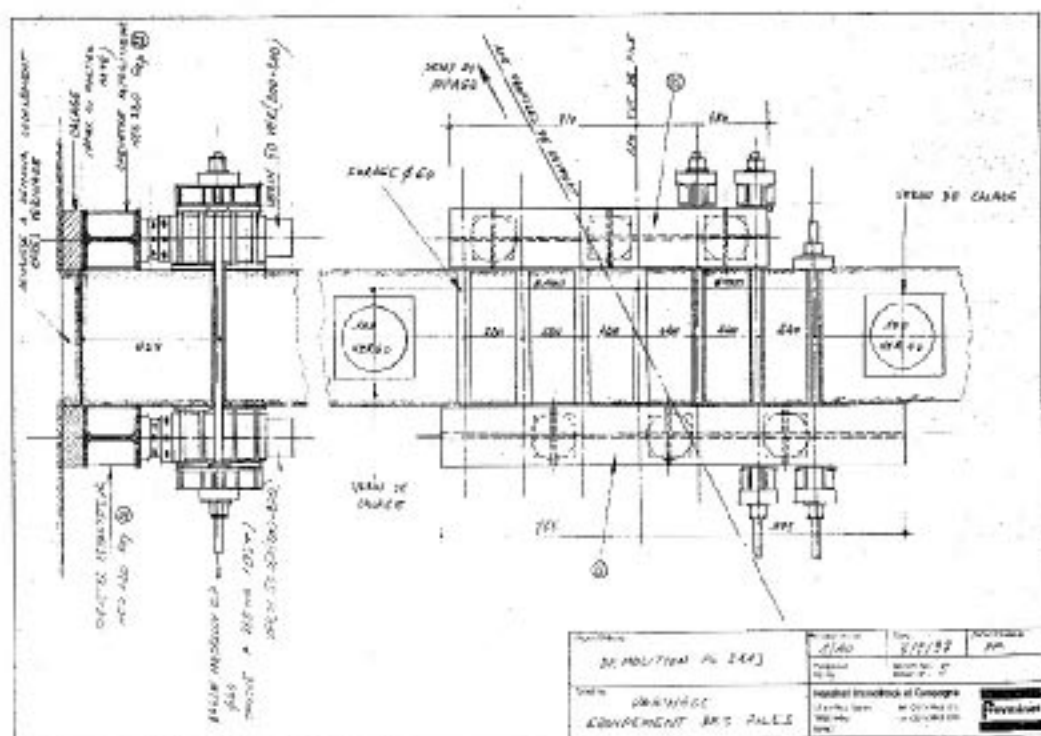
A noter toutefois qu'au niveau de la culée C1 (côté 'délançage'), la géométrie réelle du tablier s'est révélée assez différente de celle prévue, et qu'il a été nécessaire de déformer la dalle. À cette occasion, il est apparu que l'ouvrage était très rigide, ce qui a entraîné une répartition des descentes de charges sur la culée C1 très différente de celle prévue théoriquement.

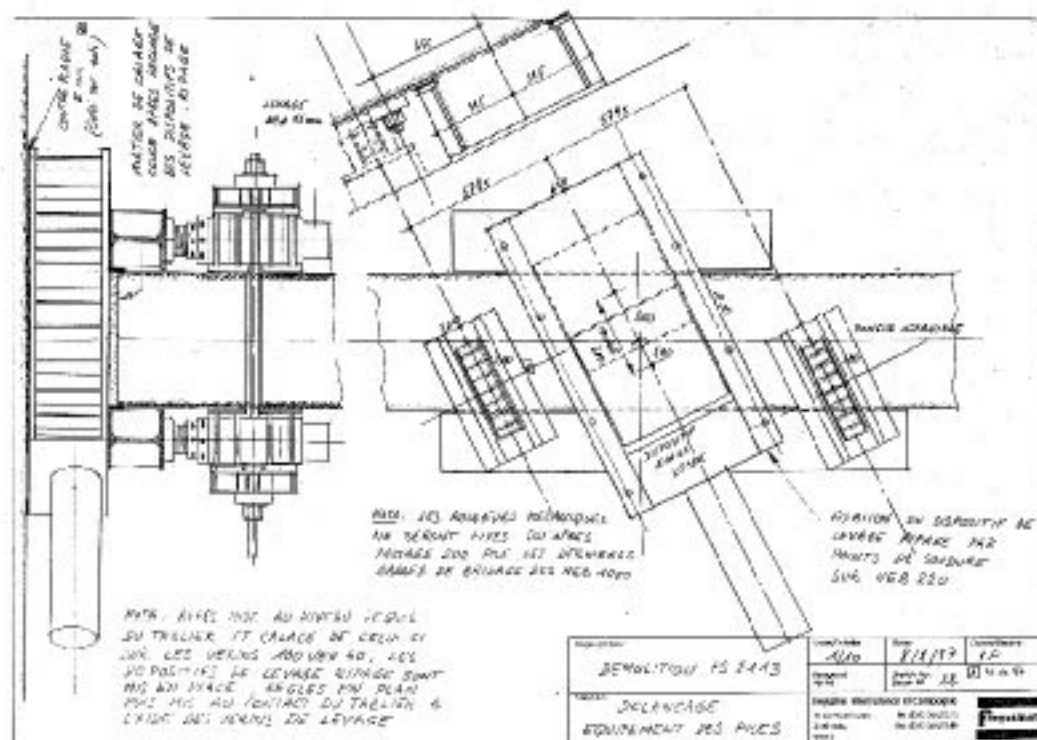
Après vérinage et réglage de la géométrie, l'ouvrage a été posé sur des vérins de calage installés sur piles et culées.

■ VI.4 - Installation des dispositifs de levage - ripage - (marcheurs Freyssinet)

Sur pile, les marcheurs ont été mis en place sur des chevêtres métalliques solidaires des vérins de levage.

Équipement des piles vérinage





Après réglage longitudinal et mise au contact des bâtis avec la sous-face du tablier, un mortier de calage a été coulé entre les dispositifs de levage-ripage et le sommet des fûts de piles.

Ces opérations de mise en place, réglage et scellement, ont été rendues relativement délicates par le peu d'espace disponible.

■ **VI.5 - Installation des selles de glissement et des rouleurs mécaniques**

Les 8 selles de glissement ont été installées sur des appuis provisoires en béton armé implantés sur le remblai tous les 12,75 m.

Compte tenu de la forte courbure en profil en long de l'ouvrage, la différence de niveau entre les premières et les dernières selles était de plus de 3,50 m et l'inclinaison de certaines dépassait 8 %.

Quatre rouleurs mécaniques de 100 t de capacité ont été installés côté opposé au "délançage" pour permettre l'appui de l'arrière bec.

■ **VI.6 - "Délançage" du tablier**

Le principe général de "délançage" consistait à :

- vérifier le tablier de 30 mm environ à l'aide des vérins de levage des marcheurs
- déplacer la dalle à l'aide des marcheurs synchronisés par pas de 25 cm environ
- reposer l'outillage sur les bâtis des marcheurs
- ramener en arrière les vérins de levage déchargés et recommencer le cycle autant de fois que nécessaire.



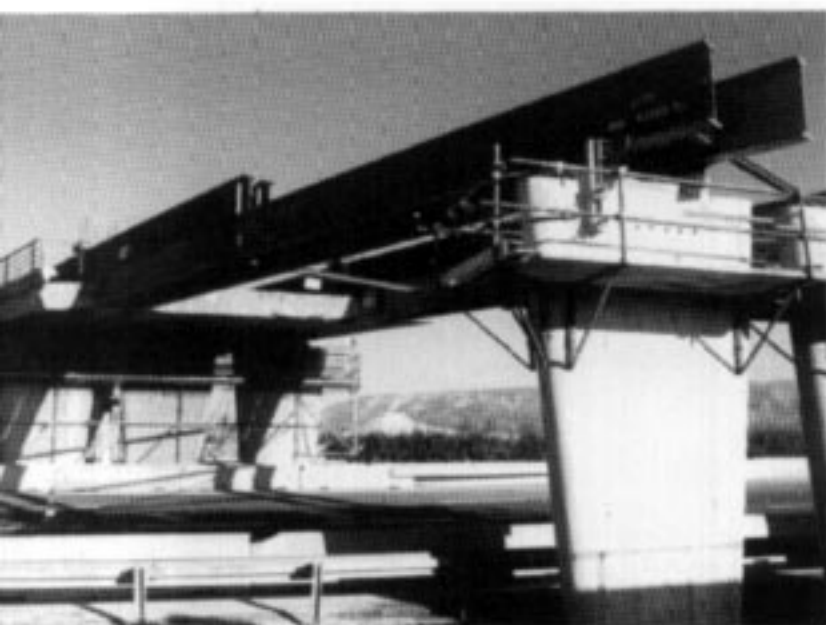
Au fur et à mesure du déplacement du tablier, l'implantation des marcheurs et des rouleurs d'arrière bec était modifiée.

Ainsi au départ, les 8 marcheurs ont été implantés sur les 3 piles (60) et sur des massifs provisoires réalisés au voisinage de C1.

Les deux derniers marcheurs prenaient appui sous l'avant bec.

Lorsque l'extrémité arrière de l'ouvrage a atteint la pile P4 (déplacement d'environ 13,00 m), des rouleurs mécaniques ont été implantés sur cette dernière, pour servir

"Délançage" de nuit : on distingue le long de la glissière la pompe et l'armoire de commande du couple de marcheurs sur pile.



Fin de "délançage" sur la travée de 21,90 m. Vue générale de l'arrière bec.

d'appui à l'arrière bec et les deux marcheurs correspondants démontés.

Ils ont été reposés sur le 3^e appui provisoire sur remblai avant accostage de l'avant bec.

L'opération de "délançage" a ensuite été poursuivie jusqu'à ce que l'extrémité du tablier atteigne la pile centrale P3 et le transfert des charges entre les marcheurs et les rouleurs mécaniques a été effectué sur cette dernière.

A partir de cet instant, les mouvements du tablier ont été générés par seulement 6 marcheurs implantés sur appuis provisoires sur remblais (4u) et sur pile P2.

Lorsque l'extrémité du tablier a atteint P2, il a été procédé, comme sur P3, à la mise en place de rouleurs mécaniques.

Le déplacement du tablier s'est ensuite poursuivi en utilisant uniquement les 4 marcheurs implantés sur les appuis provisoires sur remblais.

Accostage du tablier sur les marcheurs transférés de la pile P4 sur l'appui provisoire sur remblais. Vue générale de l'avant bec.



VII - Contrôles pendant les travaux

On peut distinguer deux types de contrôles :

- des contrôles « classiques » portant sur la tension des barres de précontrainte de clouage des vérins ou de bridage du cintre, ainsi que sur le couple de serrage des boulons H.R. d'assemblage. (éclissage des profilés HEB 1000 et fixation de l'arrière-bec).
- des contrôles spécifiques sur les niveaux de contraintes dans le cintre et la déformation des fûts de piles.

En ce qui concerne les contraintes dans les profilés, 16 cordes vibrantes ont été installées dans 8 sections fortement sollicitées.

Les informations étaient recueillies en temps réel, au cours du "délançage", dans une centrale d'acquisition TELEMAT et traitées sur micro-ordinateur.

Les variations des contraintes dans ces sections avaient fait l'objet d'un calcul préalable et des seuils d'alerte avaient été définis.

Durant toute l'opération de "délançage", les contraintes mesurées dans les poutres métalliques sont restées notablement inférieures aux valeurs calculées, ce qui a confirmé le fait que l'ouvrage travaillait bien comme un ouvrage mixte et non comme deux structures parallèles ayant les mêmes déformations.

Ces jauges ont également permis de quantifier les contraintes parasites de traction ou de compression qui apparaissaient dans le cintre bridé au tablier du fait de l'inertie thermique très différente entre l'acier et le béton.

Pour ce qui est des contrôles des déformations des piles, des comparateurs mécaniques et des capteurs de déplacement ont été implantés entre le fût central - non chargé - et les fûts latéraux supportant les marcheurs.

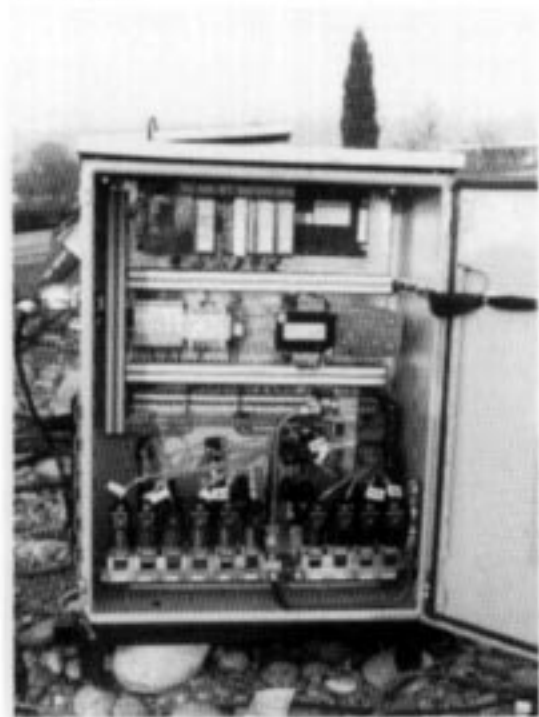
Des déplacements limites ont été calculés et le système de gestion et de régulation des marcheurs a été programmé pour rester dans les fourchettes admissibles.

VIII - Difficultés particulières rencontrées durant le "délançage"

Il est rare qu'un chantier complexe se passe sans difficulté ou incident, et celui-ci n'a pas échappé à cette règle.

Ceci est d'autant plus vrai qu'il s'agissait d'une première pour l'utilisation des « marcheurs », et que ceux-ci n'avaient pu être testés en vrai grandeur avant le chantier car il n'est pas facile de trouver dans la nature une masse de 1000 t à déplacer.

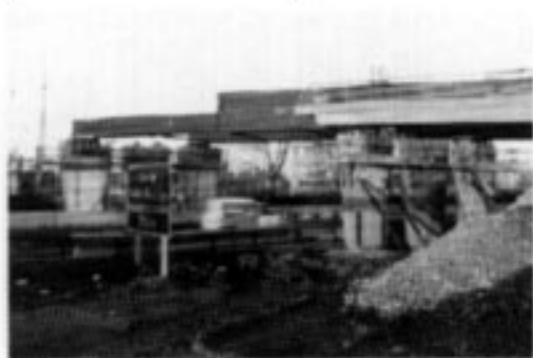
Aussi, divers problèmes de jeunesse tant hydrauliques que de régulation ont dû être réglés en temps réel sur chantier, ce qui n'a pas permis d'optimiser le fonctionnement des marcheurs.



À ceci s'est ajouté le fait que la géométrie de la sous face du tablier était très médiocre. En conséquence, les courses des vérins de levage se sont avérées dans certains cas trop faibles et des calages annexes ont dû souvent être réalisés, ce qui a également fortement diminué les cadences d'avancement.

L'impossibilité d'essais préalables du matériel et ces défauts de géométrie ont d'ailleurs conduit à un incident au départ du "délançage"

puisque l'une des piles de l'ouvrage (P2) a été fissurée et a dû faire l'objet d'un renforcement par tirants butons métalliques.



Précisons enfin que les piles se sont avérées encore plus flexibles que ne le laissent prévoir les calculs, ce qui a conduit à les haubaner provisoirement dans certaines phases d'avancement.

Malgré ces difficultés, les travaux se sont déroulés sans interrompre la circulation sur l'autoroute A7.

La durée totale du chantier a été de 4 mois, et si la vitesse de "délançage" a été très variable, compte tenu des difficultés évoquées ci-avant, celle-ci a atteint 2 à 3 m à l'heure en fin de travaux.

IX - Conclusion

A l'issue de ce chantier, nous sommes persuadés que la solution qui a été utilisée pour délançer l'ouvrage 2113 de CAVAILLON, que ce soit le raidissage actif de la dalle précontrainte ou l'utilisation de « marcheurs » permettant de ne pas induire d'efforts horizontaux dans les piles fragiles, est une technique tout à fait intéressante et financièrement très compétitive.

Il est certain que les aléas rencontrés durant le chantier, dus pour la plupart à des problèmes de jeunesse bien identifiés et actuellement résolus, ont fortement influé sur la durée de l'opération, et que le "délançage" d'un ouvrage pourrait être réalisé dans un délai beaucoup plus court.

P. FAURE ■

Fin du "délançage" sur la travée de 18,80 m. Au premier plan, fûts de la pile P2 renforcés.

Armoire de commande d'un couple de marcheurs.

FAURE Pierre
Directeur Technique
FREYSSINET FRANCE
SUD
Tél: 04 42 32 72 00

Le changement des câbles du pont de TANCARVILLE

Rappel historique

En juillet 1995, survenait la rupture d'un des 60 torons de 70 mm de diamètre composant la nappe amont du pont de TANCARVILLE.

Cette rupture faisait suite à un phénomène de corrosion fissurante, constaté sur l'ouvrage depuis les années 70, les causes principales du développement de ce phénomène étant l'absence de galvanisation sur les fils constitutifs des câbles et l'ambiance très corrosive de la région de TANCARVILLE (air salin et pétrochimie de la vallée de la Seine).

À l'issue d'une consultation en procédure d'urgence sur solution performantielle lancée par la Chambre de Commerce et d'Industrie du Havre (C.C.I.H.), concessionnaire de l'ouvrage, le marché de changement de la suspension était attribué au groupement GTM-BAUDIN CHATEAUNEUF (GTM étant le mandataire et BAUDIN CHATEAUNEUF le pilote technique).

Simultanément la C.C.I.H., assistée de la DDE de Seine Maritime, Maître d'Ouvrage, et d'un collège d'experts, poursuivait une analyse détaillée de l'ouvrage pour vérifier son comportement dynamique.

Généralités sur l'ouvrage

Le pont de TANCARVILLE, avec ses 608 m de travée centrale et deux travées latérales de 176 m, est le plus long pont suspendu français. À sa conception, le changement de la suspension n'avait pas été pris en compte.

Des contraintes de chantier extrêmement difficiles

Le remplacement de la suspension s'effectue sous circulation permanente ramenée de 4 voies à 2 voies pendant la plus grande partie de la durée des travaux. Des coupures de circulation ne seront autorisées que 8 nuits pour la durée totale des travaux. Ceci impose deux types de contraintes :

- Des contraintes en terme de sécurité, tant pour les usagers du pont que pour les personnes travaillant à côté de la circulation.



— Des contraintes au niveau de la structure ; il a fallu effectivement intégrer, dans toutes les phases de montage et de transfert de charge, les effets des charges routières, ce qui a conduit à bloquer et régler les nouvelles nappes en cours de constitution sur des pylônes oscillant sous ces charges routières.

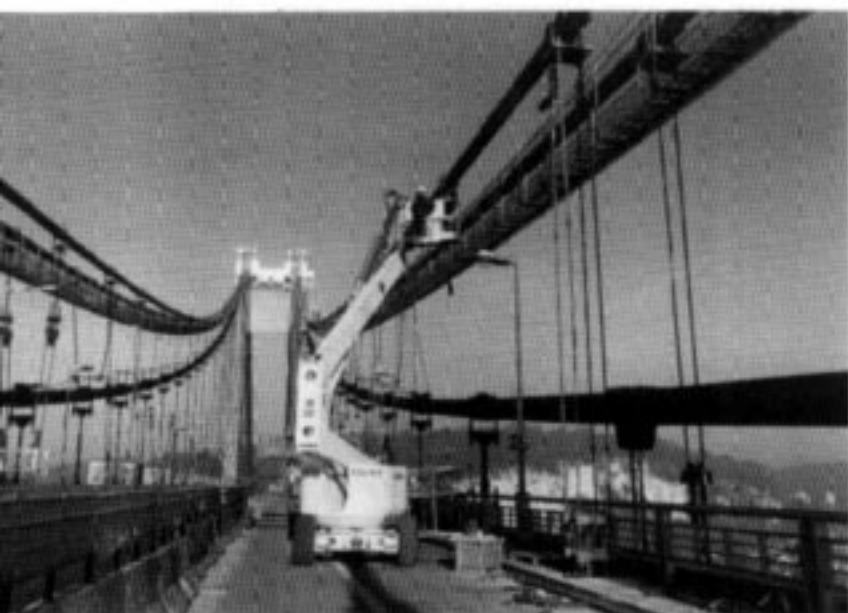
Vue générale

Le principe de remplacement

Il s'agit de lancer une deuxième suspension que l'on accroche au tablier et aux ancrages existants puis d'effectuer un transfert de charge du tablier de l'ancienne suspension à la nouvelle et enfin de démonter l'ancienne suspension. Selon ce principe, l'ouvrage évolue en permanence vers une augmentation de la sécurité, ce qui est primordial pour ce type de travaux.



Contraintes de chantier : le remplacement de la suspension s'effectue sous circulation permanente



La double suspension

Les suspentes

Les choix techniques

■ La double suspension

Le principe de remplacer une nappe de câbles par deux demi-nappes placées de part et d'autre résulte des variations d'altitude des câbles pendant le transfert. En effet, les nouvelles nappes voient leur altitude au milieu de l'ouvrage baissée de 5,2 m pendant que l'ancienne nappe de câbles remonte de 3 m. Une telle disposition permet donc un croisement des deux suspensions. Cette solution, dans ses grands principes, avait déjà été étudiée par BAUDIN CHATEAUNEUF pour le compte du SETRA en 1972.

■ Le remplacement de 60 torons de 70 mm de diamètre par 2 X 90 torons de 40 mm de diamètre

En extrémité, chaque ancien toron est ancré sur trois barres d'ancrage. Les nouveaux torons sont ancrés sur une barre d'ancrage. Ce système triple le nombre de torons unitaires mais permet de faire coexister les deux suspensions sur les mêmes barres d'ancrage. Cette solution qui était, lors des remises d'offre, une exclusivité du groupement GTM-BAUDIN CHATEAUNEUF a été brevetée à cette occasion.

■ L'accrochage en pied de suspente

Les suspentes actuelles sont accrochées au tablier par des étriers qui s'enroulent dans une cale oscillante. Cette disposition constructive, qui permet d'assurer une double articulation du pied de suspente, permet également un déplacement des câbles, soumis aux vents transversaux, par rapport au tablier et un déplacement relatif du tablier par rapport à la suspension quand il se dilate. Il fallait donc assurer le même fonctionnement avec trois suspentes ce qui nous a conduit à choisir de remplacer la pièce d'enroulement à une gorge par une pièce d'enroulement à 3 gorges.

■ La modification des têtes de pylône.

En tête de pylône, le passage des nouveaux câbles imposait un aménagement. Le principe a consisté à rehausser la tête de pylône avec un massif en béton précontraint agrafé sur la selle de déviation du câble existant, puis à poser deux nouvelles selles de déviation pour les nouveaux câbles. Les dispositifs de glissement imposent un entre-axe de 1,88 m pour les nouveaux câbles.





Modification des têtes de pylône

■ Les aménagements des chambres d'ancrages.

La coexistence de la nouvelle et de l'ancienne suspension et la nécessité de séparer les nouveaux câbles en deux faisceaux amènent à réaliser une déviation angulaire des nouveaux torons dans les chambres d'ancrages. Ceci est obtenu à l'aide d'un cadre déviateur qui assure également l'absence de flexion trop importante des barres d'ancrage préjudiciable à la bonne tenue de l'ouvrage.

■ Les colliers d'accrochage des suspentes à la nappe.

Les colliers existants sont constitués d'une mordache de serrage sur le faisceau de câbles qui supporte un étrier. L'étrier permet d'assurer le rôle d'articulation. Cette solution technique qui a fait ses preuves est reconduite à l'identique pour la nouvelle suspension.



■ La protection contre la corrosion.

Lors du câblage, la galvanisation réalisée à la fabrication (500 g/m^2) est préservée grâce au dispositif anti-frottement installé sur la câbleuse de BAUDIN CHATEAUNEUF pour la réalisation des câbles du PONT de TANCARVILLE. Enfin, lors de leur mise en place, les torons sont lancés dans une gouttière en PEHD et sur des rouleaux en polyamide qui ne dégradent pas la galvanisation. Une fois la nappe constituée, elle reçoit une protection périphérique composée de trois couches de brai-vinyle. De plus, en partie supérieure le câble est mastiqué avec un mastic vinylique. Ainsi les câbles sont protégés en partie supérieure et laissent l'humidité s'évacuer en partie inférieure. L'utilisation de peinture au brai-vinyle permet, outre une bonne tenue dans le temps, d'avoir une peinture souple qui accepte les mouvements de la nappe sans s'altérer.

Le montage de la suspension

■ Les dispositifs d'accès

Les conditions de travail sous circulation et la nécessité d'accéder en tous points des câbles ont conduit à concevoir des moyens d'accès aux postes de travail spécifiques à l'ouvrage.

Des passerelles entourant la totalité du sommet de chaque pylône ont été mises en place ; constituées de deux moitiés symétriques d'un poids total de

Les colliers d'accrochage des suspentes à la nappe

40 t, elles ont été hissées de nuit sous coupure complète de circulation.

D'autre part en travée centrale et en travée latérale, des passerelles à câbles ont été tendues. Elles sont constituées de 6 câbles porteurs enveloppés de paniers grillagés placés bout à bout pour former la passerelle.

■ **La mise en place des câbles (ou torons de câble)**

Les câbles sont tirés dans une passerelle à câbles d'une rive à l'autre au moyen d'un treuil et d'un câble sans fin. Chaque câble possède son ancrage à une extrémité et une surlongueur à l'autre extrémité.

Une fois l'extrémité du câble arrivée sur l'autre rive, celui-ci est ancré à ses deux extrémités puis mis à sa place dans le faisceau. On procède alors successivement à son réglage en travée rive droite, en travée centrale et enfin en travée rive gauche. Le réglage dans chaque travée se fait à la flèche. Cette opération permet d'obtenir malgré les déviations en tête de pylône et dans les ancrages une même tension dans chaque toron. Cette opération de réglage nécessite donc un soin tout particulier. Lorsque le réglage est terminé, le câble est mesuré, son extrémité libre est coupée et est culottée (collage de zinc fondu dans le culot d'ancrage où sont repliés les fils du câble). Enfin, le câble est ancré sur les barres de la chambre d'ancrage rive gauche.

Les suspentes sont mises en place avec leur collier au moyen d'une grue pour les plus courtes et hissées avec un chariot qui roule sur la nappe et un treuil pour les suspentes les plus longues.

Le transfert de charge

Cette opération délicate, au cours de laquelle se produisent de grandes variations de sollicitations et de géométrie des différents éléments (câbles, suspentes, tablier), s'opère en deux grandes phases simultanément à l'amont et à l'aval du pont. Le but de l'opération est de transférer la charge du tablier de l'ancienne suspension vers la nouvelle suspension.

La première phase consiste à reprendre environ 60 % de la charge du tablier en vérinant sur la nouvelle suspension. On effectue d'abord l'opération en travée de rive puis en travée centrale. Pour chaque opération la première phase s'effectue en contrôlant les efforts dans chaque suspente ce qui

permet de s'affranchir des incertitudes géométriques sur la structure existante. Cette opération nécessite l'utilisation de 120 vérins de 30 t dans chaque travée latérale et de 230 vérins de 35 t en travée centrale.

La deuxième phase consiste à dévériner les 40 % restant sur l'ancienne suspension.

En travée latérale, on relâche totalement les suspentes une par une. En travée centrale, il est nécessaire de procéder, après détension complète d'une suspente sur deux, à un déchargement progressif et simultané de l'ensemble des dernières suspentes. Cette phase a nécessité l'utilisation de 16 vérins de 50 t et 204 vérins de 30 t.

Pendant toutes ces opérations, le déplacement des selles mobiles en tête de pylône est contrôlé par 16 vérins hydrauliques de 100 t pour limiter les différentiels entre les deux jambes d'un même pylône.

Toutes ces opérations se font sous circulation ce qui est souvent le cas pour les transferts de charge déjà effectués par Baudin Chateaufort sur d'autres ponts suspendus. La durée totale du transfert de charge est de 9 semaines.

■ **L'utilisation pour le transfert de charge des calculs aux grands déplacements et des moyens de contrôle de géométrie et d'efforts.**

L'utilisation d'un logiciel tenant compte des grands déplacements, tant par le bureau d'études de Dumez GTM que par le SETRA, a permis de déterminer un phasage précis du transfert. Pour chaque phase de ce transfert on connaissait a priori les efforts et les déplacements tant pour les têtes de pylône que pour les suspentes. Pourtant les incertitudes sur la structure existante (module réel des pylônes en béton, géométrie exacte du tablier et gradient de température des pièces de la structure) nous ont conduit à mettre en place des systèmes de contrôle pour suivre la géométrie des têtes de pylône, les efforts entre la nouvelle et l'ancienne suspension en tête de pylône, les efforts dans chaque suspente de la travée concernée par la phase de transfert. Ceci nous a permis de faire des connexions au niveau des déplacements des selles en tête de pylône pour limiter les efforts différentiels entre nouvelle et ancienne suspension.

Dans la même logique, pour la première et la dernière phase de transfert de chaque travée, on a procédé à un équilibrage de l'effort des suspentes.

Cette méthodologie, déjà employée par Baudin Chateaucneuf, garantit à tout moment l'intégrité de l'ensemble de la structure. -

D. COLOMBOT ■

Les principales quantités mises en oeuvre

- Câbles définitifs : 2667 t
- Suspentes : 174 t
- Acier moulé : 273 t
- Acier forgé filé : 124 t
- Acier laminé : 150 t
- Boulonnerie : 39000 unités

Les grandes dates des travaux

● Sur le chantier

- Installations du chantier : juillet - août 1996
- Démolition des chambres d'ancrages : Septembre à décembre 1996
- Aménagement des âtes de pylônes : novembre 1996 à février 1997
- Rehausse des âtes de pylônes et Pose des selles : février à avril 1997
- Montage des passerelles à câbles : Mars à juin 1997
- Lancement des câbles : Juin à novembre 1997
- Pose des suspentes : octobre 1997 à février 1998
- Transfert de charges : février à avril 1998
- Démontage de l'ancienne suspension : Mai à juillet 1998
- Protection anti-corrosion : Juin - septembre 1998
- Réaménagement des chambres d'ancrages : Septembre - octobre 1998
- Equilibrage de la suspension : novembre 1998
- Replatement du chantier : octobre 1998 à février 1999

● Fabrication en usine

- Câbles : septembre 1996 à août 1997
- Suspentes : Janvier à juin 1997
- Selles : octobre 1996 à mars 1997
- Collies : mai 1997 à octobre 1998
- Etriers : février 1997 à août 1997

COLOMBOT

Damien


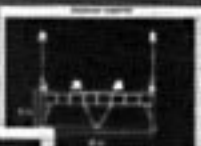
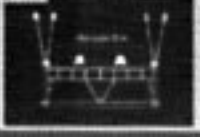
Chargé d'affaires
Département Restauration et
Entretien des Ouvrages d'Art
Baudin-Chateaucneuf
Tél : 02 38 46 38 46

CARACTERISTIQUES GENERALES

Présentation succincte de la rénovation du Pont de Tancarville

Les travaux de remplacement de la suspension du Pont comprennent :

- La suppression des câbles anciens, lequel sera exécuté par deux câbles
- La suppression des suspentes
- La modification des chambres d'ancrage pour recevoir les nouveaux câbles
- La pose des nouvelles suspentes
- La vérification de l'équilibre et de la portée de suspension du pont après les
- L'ajustement du nombre de câbles de pont
- La mise aux normes pendant la durée des travaux

Rénovation

SOLUTION RETENUE

Situation initiale




Le pont est soutenu par 2 câbles principaux constitués de 22 brins. Les brins ont servi en dernier lieu des chambres d'ancrage qui ont été détruites lors de travaux de réparation effectués par Baudin-Chateaucneuf.

Transfert de charge

Avant de commencer les travaux de rénovation du pont, il est nécessaire de mettre en place la nouvelle suspension. Les câbles anciens sont chargés de porter le pont, le nouveau câbles sont installés dans les chambres d'ancrage, les câbles anciens sont retirés et les câbles nouveaux sont installés.

Situation finale

Le pont est soutenu par 2 câbles principaux constitués de 22 brins. Les brins ont servi en dernier lieu des chambres d'ancrage qui ont été détruites lors de travaux de réparation effectués par Baudin-Chateaucneuf.

Rénovation

INSTALLATION PROVISOIRE


Les plateformes et portiques en tête de pylône

Les plateformes provisoires doivent être suffisamment grandes pour recevoir les câbles des pylônes en béton, le pont et les câbles suspendus et le matériel des ouvriers suspendus. Elles ont en outre la tâche de faire de vrais ponts à ciel ouvert de passage pour les câbles.

Les portiques servent à supporter les câbles durant le montage des pylônes. Ils sont donc utilisés pour placer à l'aplomb des câbles les câbles de pont et les câbles de pont.

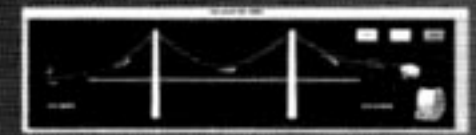
Le lancement des câbles

Les câbles sont tirés depuis les ponts de ponts en béton qui sont soutenus par le matériel d'ancrage. On tire les câbles depuis les ponts de ponts par le haut des pylônes.



Le lancement des suspentes

Les suspentes sont tirées par le haut du pylône à l'aide du matériel. Elles sont ensuite accrochées aux câbles et tirées jusqu'à leur position définitive. Une fois tirées, les suspentes sont placées à l'aplomb des câbles et les câbles de pont sont tirés par le haut des pylônes à l'aide de vérins hydrauliques.




Rénovation

LES NOUVEAUX CABLES

Le pont est soutenu par des suspentes qui sont accrochées aux câbles porteurs.

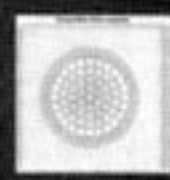
Le toron

- Un câble composé de la somme des torons avec une section de 1700 mm².
- Diamètre : 40 mm
- Composition par toron : 14x7 (14 torons de diamètre 5,0 mm)
- Section acier : 240 cm²
- Module élastique : 0,21 kg/cm²
- Charge de rupture nominale : 1400 kN
- Module d'élasticité : 100000 MPa



Les suspentes

- Diamètre : 40 mm
- Composition par toron : 14x7 (14 torons de diamètre 5,0 mm)
- Section acier : 240 cm²
- Module élastique : 0,21 kg/cm²
- Charge de rupture nominale : 1400 kN
- Module d'élasticité : 100000 MPa



Rénovation

TÊTE DE PYLÔNE

Situation initiale

Les câbles sont tirés par le haut du pylône à l'aide du matériel. Ils sont ensuite accrochés aux câbles et tirés jusqu'à leur position définitive. Une fois tirées, les suspentes sont placées à l'aplomb des câbles et les câbles de pont sont tirés par le haut des pylônes à l'aide de vérins hydrauliques.



Situation actuelle

Les câbles sont tirés par le haut du pylône à l'aide du matériel. Ils sont ensuite accrochés aux câbles et tirés jusqu'à leur position définitive. Une fois tirées, les suspentes sont placées à l'aplomb des câbles et les câbles de pont sont tirés par le haut des pylônes à l'aide de vérins hydrauliques.



Les vannes

Les vannes sont tirées par le haut du pylône à l'aide du matériel. Elles sont ensuite accrochées aux câbles et tirées jusqu'à leur position définitive. Une fois tirées, les suspentes sont placées à l'aplomb des câbles et les câbles de pont sont tirés par le haut des pylônes à l'aide de vérins hydrauliques.



Rénovation

LES ANCRAGES

Les nouveaux câbles doivent être ancrés avant le démontage des anciens.


Situation initiale

Les câbles sont tirés par le haut du pylône à l'aide du matériel. Ils sont ensuite accrochés aux câbles et tirés jusqu'à leur position définitive. Une fois tirées, les suspentes sont placées à l'aplomb des câbles et les câbles de pont sont tirés par le haut des pylônes à l'aide de vérins hydrauliques.




Situation intermédiaire

Les câbles sont tirés par le haut du pylône à l'aide du matériel. Ils sont ensuite accrochés aux câbles et tirés jusqu'à leur position définitive. Une fois tirées, les suspentes sont placées à l'aplomb des câbles et les câbles de pont sont tirés par le haut des pylônes à l'aide de vérins hydrauliques.



Situation finale

Les câbles sont tirés par le haut du pylône à l'aide du matériel. Ils sont ensuite accrochés aux câbles et tirés jusqu'à leur position définitive. Une fois tirées, les suspentes sont placées à l'aplomb des câbles et les câbles de pont sont tirés par le haut des pylônes à l'aide de vérins hydrauliques.

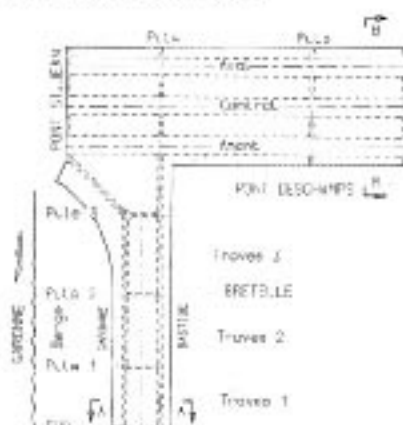


Rénovation

Réparation de l'ouvrage sur le quai Deschamps à Bordeaux

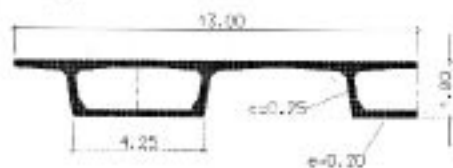
Présentation

L'ouvrage, construit entre 1963 et 1965, prolonge le pont SAINT-JEAN sur la Garonne et permet de franchir la voie sur berge mais aussi d'y accéder par une bretelle. Ces franchissements se situent entre le pont de Pierre et le pont SNCF. Il comporte deux tabliers constituant un ensemble monolithique en forme de « marteau à longue masse ».

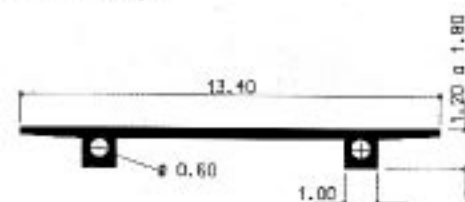


Le pont DESCHAMPS est un trois travées en béton précontraint (20,90 m - 34,00 m - 20,90 m) de 26,00 m de large à trois caissons de hauteur constante 1,80 m.

La bretelle comporte quatre travées (13,90 m - 16,00 m - 18,00 m - 13,20 m) à nervures éléguées précontraintes dont la hauteur varie de 1,20 m au droit de la culée Sud à 1,80 m à la liaison avec le pont DESCHAMPS.



La liaison entre les deux tabliers est assurée par le hourdis et par les nervures de la bretelle. Ces dernières deviennent entretoises sur pile du pont Deschamps.



La largeur de la bretelle est de 13,40 m dans les trois premières travées et varie dans la quatrième pour atteindre la rive du pont SAINT-

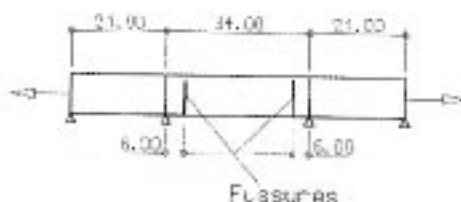
JEAN. Les nervures sont éléguées hormis au voisinage des appuis. Les tabliers précontraints transversalement reposent sur appuis néoprène sauf au niveau de la culée commune avec le pont DESCHAMPS où il s'agit d'articulations Freyssinet.

La construction a été réalisée selon 6 phases :

- Escorbèlement sur 6,00 m de part et d'autre des piles du tablier DESCHAMPS.
- Travées de rive et surarcèlement de 4,60 m en travée centrale du tablier DESCHAMPS.
- Partie trapézoïdale de la bretelle avec arrêt de bétonnage à 3,00 m au-delà de la pile 3.
- Partie centrale du tablier DESCHAMPS.
- Deuxième phase de la bretelle avec arrêt de bétonnage au-delà de la pile 2.
- Troisième phase bretelle.

Les inspections détaillées ont répertorié comme désordres structurels principaux les fissures transversales suivantes :

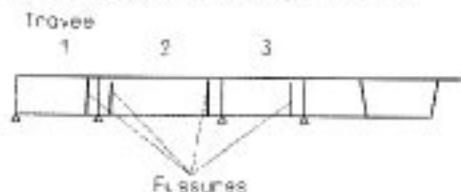
- Quai DESCHAMPS : au droit de la reprise de bétonnage de la travée centrale à 6,00 m des piles. Cette fissure remonte dans les âmes.



Fissures pont Deschamps

- Bretelle : au niveau des arrêts de bétonnage des travées 2 et 3. Les fissures remontent le long des nervures.
- Bretelle : de part et d'autre de la pile 1 au départ de l'éléguement. La fissure remonte le long de la nervure.

1/2 coupe du pont Deschamps



Fissures bretelle

Diagnostic

L'importance de la fissuration des nervures de la bretelle (ouverture apparente à vide, épaufrure des lèvres) a conduit le Maître d'Ouvrage à faire procéder à des essais sous charge et à des mesures des surtensions de câbles traversant les fissures.

Ces mesures effectuées par le Laboratoire Régional de Bordeaux entre 1984 et 1987, ont montré que les fissures étaient vivantes sous

Coupe bretelle

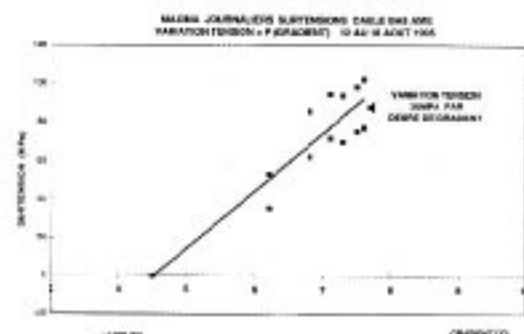
charges et gradient thermique. Les surtensions mesurées étant faibles (< 10 MPa) et un recalcul effectué par la DOA montrant qu'un fonctionnement avec des articulations au droit des fissures était admissible, le Maître d'Ouvrage a décidé de reporter la réparation du tablier.

En 1994, la DOA a été chargée d'établir le diagnostic de la bretelle et de proposer un avant-projet de renforcement. Les calculs effectués et les simulations de renforcement par précontrainte ou dénivellation d'appui montrant l'importance de la liaison avec le tablier DESCHAMPS et la quasi impossibilité d'intervenir sur l'un sans conséquence sur l'autre. Le Maître d'Ouvrage a décidé de faire établir le diagnostic de l'ensemble de l'ouvrage.

Pour le tablier DESCHAMPS, des essais sous charges et un suivi de l'effet du gradient thermique ont été effectués pendant l'été 1995. Les mesures ont montré que :

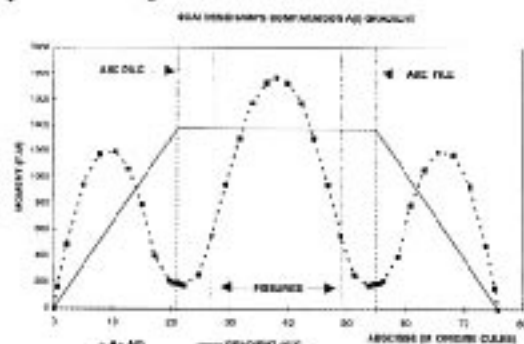
- Les fissures étaient fermées à vide et s'ouvraient pour un gradient supérieur à 2 °C alors qu'elles restaient fermées sous charges d'essai.
- Les câbles traversant les fissures (câbles de continuité relevés) subissaient des variations importantes de tension (30MPa par °C).

Variation de tension sous gradient thermique



Le recalcul de l'ouvrage effectué à l'aide du programme PCP du SETRA s'accorde avec l'existence et la position des fissures, indiquant en ces points des contraintes de traction de 4 à 5 MPa en combinaison rare. La combinaison la plus défavorable est ici : $G + GTh$ (12°) et non pas $G + 1.2Qr + .5 GTh$.

Comparaison A/D - Gradient



On constate au droit de la fissure du tablier DESCHAMPS un effet du gradient thermique de l'ordre de trois fois celui de A (D). En revanche, à mi-travée, la valeur de A (D) du règlement de 1960, supérieur pour ces portées de l'ordre de 50 % par rapport à la révision de 1971 en vigueur, a donné une réserve suffisante pour compenser le gradient thermique. Ceci explique que la fissuration apparaisse à proximité des appuis et non pas à mi-travée.

Il s'agit ici d'une combinaison rare de calcul au sens du règlement, mais sollicitant en fait réellement et fréquemment la structure en été. En effet, ce gradient n'a pas été pris en compte à la construction (1963-1965) et le câblage a été déterminé pour des charges d'exploitation importantes à mi-travée et non pas au voisinage des appuis.

D'autre part, la valeur de la réserve à vide dans les joints du tablier DESCHAMPS correspond avec la contrainte obtenue sous les 2° de gradient les ouvrant. Pour la bretelle, la présence de variation de section au droit des reprises de bétonnage aggrave le phénomène. En ce qui concerne les câbles auscultés, le gradient thermique porte leur tension à 0.77 Fprg ce qui est proche de la limite. La tension à vide de ces câbles a été estimée d'après les mesures in situ à l'arbalète sur un échantillon représentatif de câbles.

De plus, le gradient ouvre les fissures et sous un convoi de fatigue de deux camions de front, on peut estimer la surtension à 40MPa. Cette surtension reste inférieure aux 100 MPa autorisés par le BPEL. Le risque de rupture par surtension paraissait faible au vu du trafic supporté mais ne pouvait pas être absolument exclu à terme pour d'autres câbles non auscultés.

Le diagnostic a conclu à la nécessité de réparer l'ouvrage. Le recalcul a montré la sensibilité vis-à-vis du phasage de réalisation et de la précontrainte des réactions sur l'appui de la bretelle et du tablier DESCHAMPS de part et d'autre de la liaison. De plus, l'examen du journal de chantier a laissé des zones d'ombre sur le phasage d'exécution de cette zone. Un risque de sous-dimensionnement des appareils d'appui, qu'il fallait remplacer, étant possible, il a été procédé à la pesée des réactions d'appui en 1995. Ces pesées ont confirmé les doutes sur la pile 3 de la bretelle et ont permis un calage définitif du modèle PCP rendu apte à la définition du projet de réparation.

Projet de réparation

■ Objectifs :

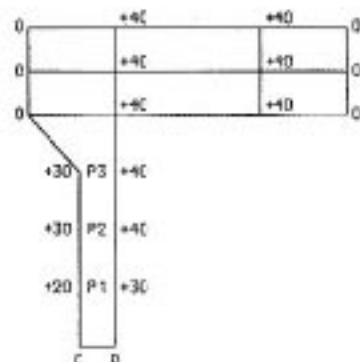
- Reconstruire la fibre inférieure de part et d'autre des appuis.
- Changer les appareils d'appui (dégradation et sous-dimensionnement).

■ Contraintes :

- La faible épaisseur des âmes du tablier DESCHAMPS (25 cm) ne permet pas d'ancrer des câbles d'une puissance supérieure à 12T15.7 (capacité limite en cisaillement de diffusion et vis-à-vis des effets d'entraînement).
- Faible espacement entre tête de piles et tablier nécessitant une dénivellation d'appui pour loger les nouveaux appareils.
- Présence d'élégissements dans les nervures de la bretelle au droit des fissures à injecter et des positions possibles des ancrages de précontrainte calculatoire.

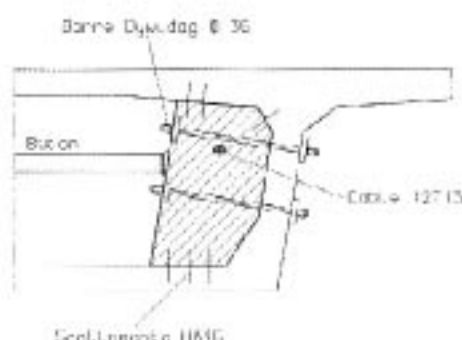
■ Projet retenu :

L'épaisseur des nouveaux appareils d'appui sur pile du tablier DESCHAMPS (80 mm) nécessitait un véringage d'au moins 20 mm pour pouvoir réaliser les bossages haut et bas, compte tenu d'un espace de l'ordre de 110 mm. Le calcul montrant que l'effet, même à long terme, de la dénivellation des piles introduisait une compression de l'ordre de 7.5 MPa par 10 mm, il a été décidé d'axer la réparation sur la dénivellation d'appui portée à 4 cm pour le tablier DESCHAMPS. La bretelle est liée au tablier principal et suit la dénivellation. La nervure Garonne sur une ligne plus proche du point fixe (culée DESCHAMPS) est affectée d'une dénivellation diminuée de 10 mm.

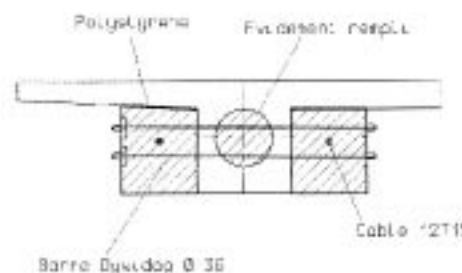


L'effet de dénivellation le plus important pour la bretelle est apporté en P1, là où le déficit de contrainte est le plus important. La précontrainte, ancrée dans des bossages rapportés, est composée d'unités 12T15.7, classe 1860 MPa et comprend :

- 1 câble par âme pour le tablier DESCHAMPS, câble cloué par 7 barres Dywidag $\varnothing 36$ 1230 MPa.



- 2 câbles par nervure de la bretelle de part et d'autre de celle-ci. Les 2 câbles sont cloués par 7 barres Dywidag $\varnothing 36$ 1230 MPa.



La précontrainte est centrée afin de compenser en partie, en fibre supérieure sur pile, les effets de la dénivellation d'appui (non-décompression de la fibre supérieure). Pour la bretelle, les câbles sont ancrés avant la pile 3 à cause de la déviation en plan de la poutre Garonne après la pile 3. Coté Bastide, il en résulte une diminution de la réserve de compression en fibre inférieure au-delà de P 3.

La nervure étant sans désordre apparent et le calcul en combinaison rare ne dépassant pas la limite 1.5 f_{tj}, cette solution a été préférée plutôt que de s'ancrer à proximité du caisson amont DESCHAMPS. Dans ce cas, la dissymétrie de longueur précontrainte amoindrissait la réserve coté Garonne. Pour pouvoir injecter et précontraindre transversalement les nervures au niveau des massifs d'ancrage, il a été prévu de bétonner les élégissements sur la longueur nécessaire.

La structure ne permettant pas une dénivellation différentielle importante, ni entre bretelle et tablier DESCHAMPS, ni entre appuis d'une même ligne du tablier DESCHAMPS (trois caissons, six points d'appui) le véringage simultané de tous les appuis a été demandé.

Réparation et suivi

La réparation, de juin à décembre 1997, s'est trouvée confrontée à trois problèmes principaux :

- Remplissage des évidements
- Injection des fissures
- Véringage

Dénivellations retenues

Intervenants

- ▲ Maître d'ouvrage :
BORDEAUX METROPOLE
- ▲ Maîtrise d'œuvre :
COMMUNAUTE URBAINE
DE BORDEAUX - Centre
Technique de la Voirie, Divi-
sion des Grands Travaux
- ▲ Réalisation :
BAUDIN CHATEAUNEUF GC
- ▲ Etudes d'exécution :
CETHAL Ingénierie
- ▲ Diagnostic, avant-projet,
contrôle extérieur, suivi de
réparation :
CETE du SUD OUEST, Labo-
ratoire Régional de Bor-
deaux, Division Ouvrages
d'Art

■ **Remplissage des évidements** : Les fenêtres pour bétonnage ont été mises à jour de nombreux écrasements du tube carton ayant servi au coffrage de l'élégissement, et qui ont créé des bouchons. Les tubes ont été enlevés au droit des fenêtres et aussi loin que possible au delà de celles-ci. Les évidements ont été bétonnés sans mise en œuvre d'obturateur en extrémité des zones qu'il était strictement nécessaire de remplir, le volume mis en œuvre étant de l'ordre du tiers du volume des vides (12 t pris en compte dans le recalcul).

■ **Injection des fissures, mise en tension** : L'injection des fissures du tablier DESCHAMPS n'est possible que lorsqu'elles sont ouvertes par le gradient thermique (au-dessus de 2 °C). Le suivi de 1986 montrait qu'il fallait atteindre 4 °C pour obtenir une ouverture de 0,2 mm (limite d'injectabilité). C'est pourquoi le CCTP fixait comme délai partiel au 16 août la réalisation des injections. Le retard pris dans les travaux préparatoires (trémies d'accès, massifs et blochets d'ancrage) ainsi que la difficulté de la mise au point de la technique d'injection ont reporté d'un mois le début des opérations.

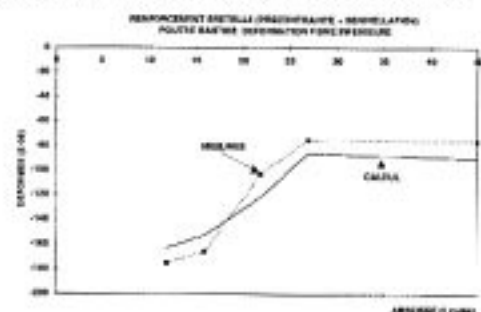
Le risque de l'absence de gradient à cette période de l'année étant réel il a été décidé de procéder aux injections du tablier DESCHAMPS en priorité. Pour la bretelle une solution par vérinage était envisageable. Le temps exceptionnellement chaud (25 à 30° diurne) a permis de pallier le retard. Les injections se sont déroulées du 19 au 30 septembre sous un gradient ne descendant pas en dessous de 3,7 °C (valeur maximale en fin d'après-midi) au début d'injection. La mise en tension des câbles a été effectuée du 6 au 10 octobre 1997 en commençant par le pont Deschamps.

■ **Vérinage** : La bretelle a été levée en utilisant des palées provisoires métalliques mécanosoudées reposant sur les semelles de liaison entre le poteau et le pieu, et des vérins équipés de vis de sécurité. En revanche les semelles des piles du tablier DESCHAMPS n'étant pas capables de supporter les palées, et l'espace entre pile et tablier étant insuffisant pour mettre en œuvre des vérins à vis, le vérinage a été effectué avec des vérins plats. L'exigence de sécurité pour pallier la défaillance d'un vérin plat a nécessité la mise en œuvre d'un calage de sécurité suivant la montée du tablier et imposé un levage pas à pas de 1 mm. Le calage a été réalisé par superposition de tôles mises en place lorsque le jeu était suffisant. L'opération était compliquée par la nécessité de travailler en deux phases car la course des vérins plats n'était pas suffisante (limitée à 30 mm).

L'opération pilotée par une équipe et une centrale F.I.P. Industriale s'est déroulée sur deux nuits fin octobre. Le créneau horaire 21 heures - 5 heures n'a pas permis de réaliser les opérations en une nuit car il n'a pas été possible de sortir les vérins plats sans « démolition » (une fois la tôle supérieure en position gonflée, il est impossible de la faire revenir en position initiale, même le vérin vidé). L'ouvrage a fait l'objet d'un suivi métrologique de la part du laboratoire de Bordeaux pour les opérations de mise en tension, injection et vérinage.

Dans ce dernier cas, il s'agissait également du contrôle extérieur des amplitudes des dénivellations d'appui afin de prévenir tout levage différentiel dommageable pour la structure. Les efforts théoriques et mesurés ont été comparés pour chacune des phases puis en cumul.

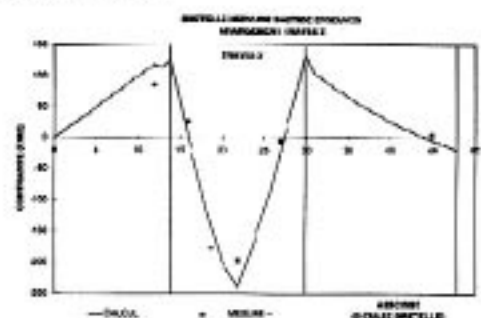
À titre d'exemple, l'effet du renforcement calculé et mesuré pour la nervure Bastide de la bretelle fait l'objet du graphique ci-dessous.



Conclusion

Malgré les difficultés, la réparation a pu être mise en œuvre en reconstituant le monolithisme et selon l'intensité prévue. Si l'on examine la bretelle, où la nature et la position des fissures généraient un doute quant à l'efficacité de la réparation, le suivi des travaux et les mesures sous charges d'épreuves montrent que l'on obtient le résultat escompté.

Le graphique ci-dessous indique que les contraintes mesurées sont conformes au schéma hyperstatique, contrairement aux essais réalisés en 1981 et 1992.



P. BARRAS ■

BARRAS Pierre
Ingénieur
DOA-CETE Sud Ouest
Tel : 05 56 70 66 33

Étanchéité des ponts routes feuilles préfabriquées bitumineuses armées Stabilité dimensionnelle à température élevée

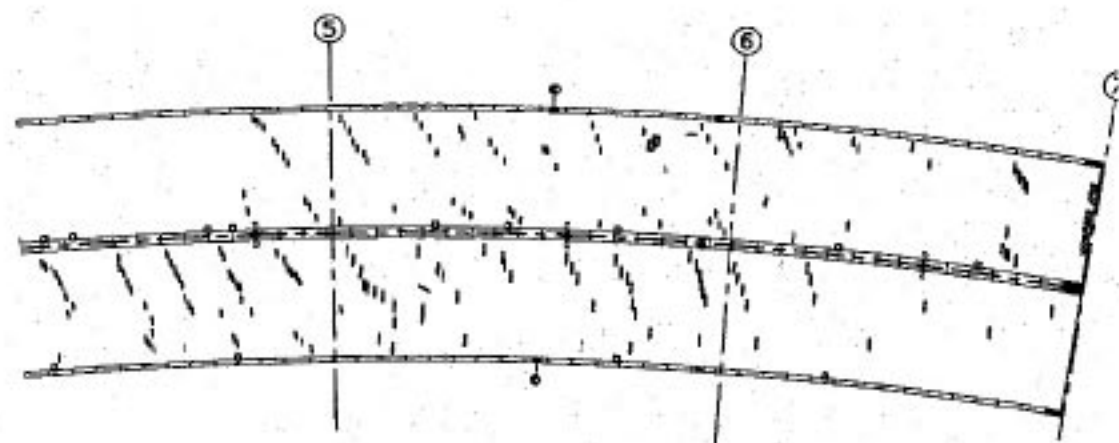
En France, les feuilles préfabriquées bitumineuses armées monocouches sont utilisées en étanchéité des tabliers des ponts. Elles sont prévues par le Fascicule 67 du CCTG, titre I et font l'objet d'une procédure d'Avis Technique qui apprécie le procédé complet, comprenant les produits, les conditions d'utilisation et les couches de la chaussée venant au-dessus.

Ces feuilles sont composées :

— d'une armature dont la nature est variable selon les fabricants et le domaine d'utilisation visé. On rencontre le voile de verre, la toile de verre, le polyester (le plus couramment utilisé pour les feuilles d'étanchéité des ponts), le polypropylène,...

- d'une masse d'enrobage, à base de bitume modifié par des polymères (élastomère, plastomère, ...).
- d'une auto-protection en sous-face fusible et en surface, à base de talc, gravillons,...

Les produits correspondants sont bien connus et ne présentent pas de problèmes particuliers dans le contexte d'utilisation en France. Ce n'est pas toujours le cas lorsque des feuilles préfabriquées d'origine étrangère sont proposées pour une utilisation suivant une configuration différente de celle du pays d'origine, c'est-à-dire dans une configuration française avec la couche de roulement directement au contact de la feuille d'étanchéité.



Exemple d'un relevé des fissures observées sur la couche de roulement

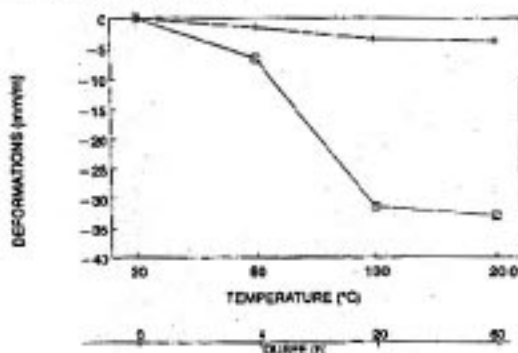
C'est ainsi qu'une application a conduit à un sinistre : fissuration nette et systématique du revêtement de protection au droit des joints transversaux de la feuille. Après consultation de Monsieur Fragnet du SETRA et de Monsieur Delorme du LRPC de Melun, un certain nombre d'hypothèses ont été émises et différentes pistes explorées. L'une d'elles laissant suspecter un retrait global d'origine thermique a conduit l'entreprise Bouygues, qui construisait l'ouvrage recevant l'étanchéité incriminée, à effectuer au CEBIP des essais comparatifs

de stabilité dimensionnelle à température élevée sur des échantillons prélevés sur la feuille préfabriquée bitumineuse d'origine anglo-saxonne et une feuille d'étanchéité bien connue : Excelpont GC[®], produite et utilisée en France. La préparation des échantillons et l'essai ont été réalisés selon les recommandations d'un projet de norme élaboré par le sous-comité n° 1 du Comité Technique 254 (feuille souple d'étanchéité) : Détermination de la stabilité dimensionnelle à température élevée.

Valeur des efforts avec le retrait gêné

Évolution du retrait libre pour les deux produits
 * feuille d'origine française,
 □ feuille d'origine anglo-saxonne

Toutefois pour tenir compte de la mise en place d'une couche de base de forte épaisseur (80 mm) d'enrobés à chaud (160°) directement sur la feuille préfabriquée bitumineuse, le cycle thermique de l'essai a été monté jusqu'à 130 °C au lieu des 80 °C prévus au projet de norme préparé par le TC 254 du CEN. La mesure de retrait libre a montré à 80 °C une sensible différence de comportement, la feuille préfabriquée bitumineuse d'origine anglo-saxonne se déformant 4 fois plus que la feuille préfabriquée bitumineuse de référence, mais à 130 °C l'écart était porté à près de 10 fois plus.

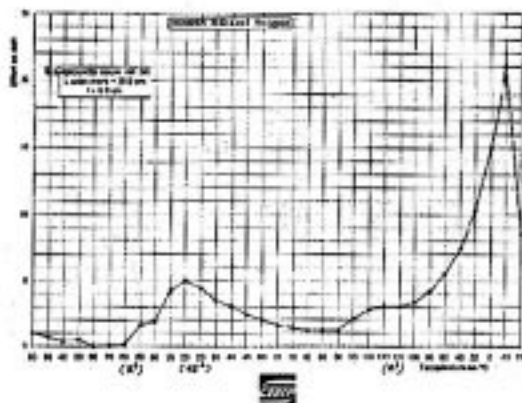


— Exemple : on est passé de 80° à 130° entre 4 heures et 20 heures par un cycle linéaire. Le retrait s'avérait irréversible une fois atteint.

Pour compléter, des essais de retrait gêné sur une presse de traction INSTRON, équipée d'une enceinte de régulation thermique enveloppant l'échantillon, ont permis de montrer qu'après le cycle thermique et le refroidissement à 20 °C, la feuille préfabriquée bitumineuse d'origine anglo-saxonne était capable de développer un effort de traction de l'ordre de 200 daN par mètre de largeur (10 daN sur 5 cm) suffisant pour, en place, faire fluer la colle et fissurer lentement le revêtement au droit des zones de recouvrement longitudinal.

Un dernier essai statique a montré qu'après retrait, la feuille préfabriquée bitumineuse ne s'allongeait pas sous charge permanente et

donc que la seule relaxation possible des contraintes de traction dues au refroidissement ne pouvait se faire que par ouverture des joints sous le revêtement.



Il est fort probable que l'origine de ce problème soit à rechercher dans la nature de l'armature qui était un des points que le SETRA avait noté comme différence avec les procédés français. Le fournisseur n'aurait pas dû proposer son produit pour une mise en œuvre différente de celle pratiquée notamment en Angleterre, où une protection en sable enrobé de faible épaisseur, donc à faible apport thermique est systématiquement appliquée sur la feuille bitumineuse préfabriquée et évite les déboires constatés sans protection.

L'entreprise Bouygues utilise désormais ces essais de caractérisation de feuilles bitumineuses préfabriquées sur ses chantiers à l'international.

Il faut par ailleurs noter que les nombreux carottages effectués sur le tablier sinistré ont permis de constater que la mise en œuvre directe du revêtement sur une feuille préfabriquée bitumineuse ne compromettait pas son étanchéité (pas de poinçonnement du feutre imprégné), validant de ce fait ce procédé compétitif.

C. LEFEVRE ■

LEFEVRE Christian
 Directeur Qualité
 BOUYGUES TP
 Tél : 01 30 60 34 36