

Ouvrages D'Art

N° 9 - Janvier 1991

Sommaire

1 - Ouvrages à suivre	2
<ul style="list-style-type: none">• Le franchissement de la Loire à Cheviré• Projet ORLYVAL : onze cents mètres de viaducs dans l'emprise de l'aérogare d'Orly• Le pont de Rodez• Les ouvrages sur le canal de dérivation de la Saône à Macon• Passerelle à haubans de Bordeaux	
2 - Techniques particulières	12
<ul style="list-style-type: none">• Translation des piles du Viaduc de Charmaix - Savoie• Manchons de rabotage pour barres HA• Réalisation de membrures comportant des semelles additionnelles	
3 - Incidents et réparations	17
<ul style="list-style-type: none">• Construction métallique - Tolérances dimensionnelles sur les assemblages soudés	
4 - Equipements et entretien	17
<ul style="list-style-type: none">• Transformation d'un abcut d'ouvrage• Les toboggans automoteurs avec espace de travail• Libres propos autour des appareils d'appui à pot	
5 - Calculs - Informatique	24
<ul style="list-style-type: none">• Convoi de fatigue sur ouvrage métallique	
6 - Réglementation	26
<ul style="list-style-type: none">• Le nouveau fascicule 66 du CCTG pour l'exécution des ouvrages en acier.	
7 - Tribune libre	27
<ul style="list-style-type: none">• Photos des lecteurs	
8 - Informations brèves	27
<ul style="list-style-type: none">• Quelques stages ouvrages d'art	
9 - SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'Art"	28
10 - Coordonnées des rédacteurs	28

Editorial

Deux mois après mon arrivée à la tête du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art, je suis heureux de pouvoir exprimer quelques réflexions dans ce bulletin dont on m'a dit qu'il était apprécié de ses lecteurs.

Ce bulletin est un des liens qui réunissent ceux qui, à des titres divers, œuvrent dans la construction et l'entretien des ouvrages d'art, qu'ils soient dans l'administration ou les entreprises.

Il convient à ce sujet de rendre hommage à M. LEMARIE, parti à la retraite le 1er Octobre, après dix ans d'activité au SETRA, d'avoir pris l'initiative du lancement de ce bulletin.

Il correspond tout à fait à la volonté du SETRA de faire vivre et d'animer, dans ce domaine, le réseau technique du Ministère de l'Équipement, et de resserrer ses liens de travail avec les Divisions d'ouvrages d'art des CETE, les services spécialisés des DDE, ainsi qu'avec les laboratoires des Ponts et Chaussées.

Il répond également, du fait de sa diffusion dans les bureaux d'étude privés, au souhait que le SETRA participe à la diffusion des connaissances et de l'actualité technique au sein de la communauté technique qui réunit les secteurs publics et privés.

Je souhaite donc que ce bulletin continue à intéresser ses lecteurs comme par le passé, et qu'il serve également de support à ceux, qui en dehors du SETRA, souhaiteraient diffuser une information ou y exprimer un point de vue ; Mademoiselle MAHUT, qui continue à assurer la rédaction du bulletin est à leur disposition pour recueillir leurs propositions et les intégrer dans les prochains numéros

Christian BINET



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

46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92229 Bagneux cedex - FRANCE
Tél. (1) 42 31 31 31 - Télécopieur : (1) 42 31 31 63 - Télex : 250753 F

Le franchissement de la Loire à Cheviré

Le pont de CHEVIRE, en cours d'achèvement, permet à la rocade Ouest de NANTES de franchir la LOIRE et constitue, avec ses 1562 mètres de longueur et 25 mètres de largeur, le plus grand ouvrage actuellement en construction en France. Il réserve un gabarit de 50 mètres au-dessus de la LOIRE pour le passage des navires, dans une largeur de 160 mètres sur les 242 mètres qui forment sa travée principale. Le tablier est un monocoisson avec de larges encorbellements nervurés et comprend deux viaducs d'accès en béton précontraint se prolongeant dans la travée principale par des consoles de 40 mètres sur lesquelles repose la travée métallique isostatique de 162 mètres. Le caisson en béton précontraint est réalisé par voussoirs coulés en place à l'aide d'équipages mobiles. Le caisson métallique à dalle orthotrope est assemblé à SAINT-NAZAIRE à partir de panneaux raidis en provenance de CHATEAUNEUF-sur-LOIRE. L'ensemble de la travée métallique ainsi reconstituée, est transporté par barge jusqu'au site des travaux pour être hissé par vérins et câbles et mis en place sur les consoles.

Pour un coût global de 275 MF l'ouvrage est réalisé avec le concours de :

Maître d'Ouvrage : Etat,

Maître d'Œuvre : DDE de Loire-Atlantique,

Contrôles extérieurs : Laboratoire Régional d'Angers

Conception, contrôle études exécution : SETRA, SEEE, SETEC

Architecte : P. FRALEU

Réalisation : QUILLERY et VEZIN parties en béton, SEPICOS fondations profondes, FREYSSINET précontrainte, BAUDIN CHATEAUNEUF et ATELIERS DE CONSTRUCTIONS DE PAIMBŒUF travée métallique,

VAN SEUMEREN transport travée métallique,

VSL France hissage travée métallique

tout de même, cette «clé de voûte», se détachant de sa belle couleur rouge orangée sur le bleu azur d'un ciel d'été sans nuage, parachève visuellement le pont de CHEVIRE et marque symboliquement la liaison tant attendue des deux rives de la Loire. Pour en arriver là, des étapes importantes ont été franchies, successivement et avec succès, mobilisant un grand nombre de compétences. Ces étapes sont ici présentées, en se limitant à ce qui est associé de près au hissage de la travée métallique.

Prise en charge de la travée par les modules de transport

SAINT-NAZAIRE, quai des Charbonniers.

La travée métallique fraîchement peinte, dépourvue de ses extrémités appelées abouts, s'étend de tous ses 159 mètres de longueur. Elle repose tranquillement, mais massivement de ses 2300 tonnes, sur la «doucine» préparée à son intention, constituée de quatorze lignes d'appuis fondées sur pieux métalliques. Au matin du vendredi 24 août, débute la première étape de l'aventure de ce bout d'autoroute avec l'affairement d'un «commando» hollandais, venu sur une trentaine de semi-remorques. Ce sont les hommes de la société Van Seumeren, chargée d'amener la travée métallique au site du pont, déchargeant et préparant leurs matériels. Le programme du jour consista à engager sous la travée métallique six remorques hydrauliques autopropulsées, appelées modules, pour la dégager de sa doucine. Les modules sont constitués d'éléments de 4, 6 ou 8 lignes d'essieux, connectables par accouplement hydraulique et raccords à vis, à la demande, en fonction de l'opération envisagée. Ici, quatre modules de 16 lignes, d'une capacité globale de 1920 tonnes et deux modules de 12 lignes offrant la capacité complémentaire de 720 tonnes, soient 2640 tonnes au total, ont été utilisés. Les trains de roues sont équipés d'une suspension par vérins hydrauliques, capables d'absorber des variations de niveau du sol de plus ou moins 350 mm. Ils peuvent aussi pivoter de 360°, permettant un déplacement omnidirectionnel et leurs différentes fonctions sont gérées par ordinateur intégré. Les six modules constituent à la fin de cette opération, des lignes à deux

Mise en place de la travée métallique

CHEVIRE, 31 août 1990, tout n'est pas terminé. Mais



appuis, un sous chaque âme de la travée métallique. Ces appuis sont regroupés, mécaniquement, pour donner quatre réactions d'appui égales, afin d'éviter l'introduction d'efforts non prévus et indésirables de flexion ou de torsion dans la travée. Les lignes d'appuis doivent être choisies au droit de cadres raidisseurs du caisson, présents tous les 4,05 mètres. Certains sont déjà occupés par la doucine. Ceux correspondant aux possibilités d'appuis offertes par la barge sont à réserver. Tout ceci, ajouté à la prise en compte des limites de capacité des modules et des pieux de la doucine, fait que l'opération a demandé un phasage minutieux avec des prises en charge provisoires et des contrôles fréquents de réactions d'appui. Elle s'accompagne bien entendu de la dépose, au chalumeau, des lignes d'appuis formant la doucine, qui sont libérées au fur et à mesure. A 2 heures du matin du 25, la travée se retrouve en bonne position sur les six modules avec leurs vérins bloqués, en attente pour l'exécution de l'étape suivante. Alors que se poursuivent la démolition et l'enlèvement de la doucine,

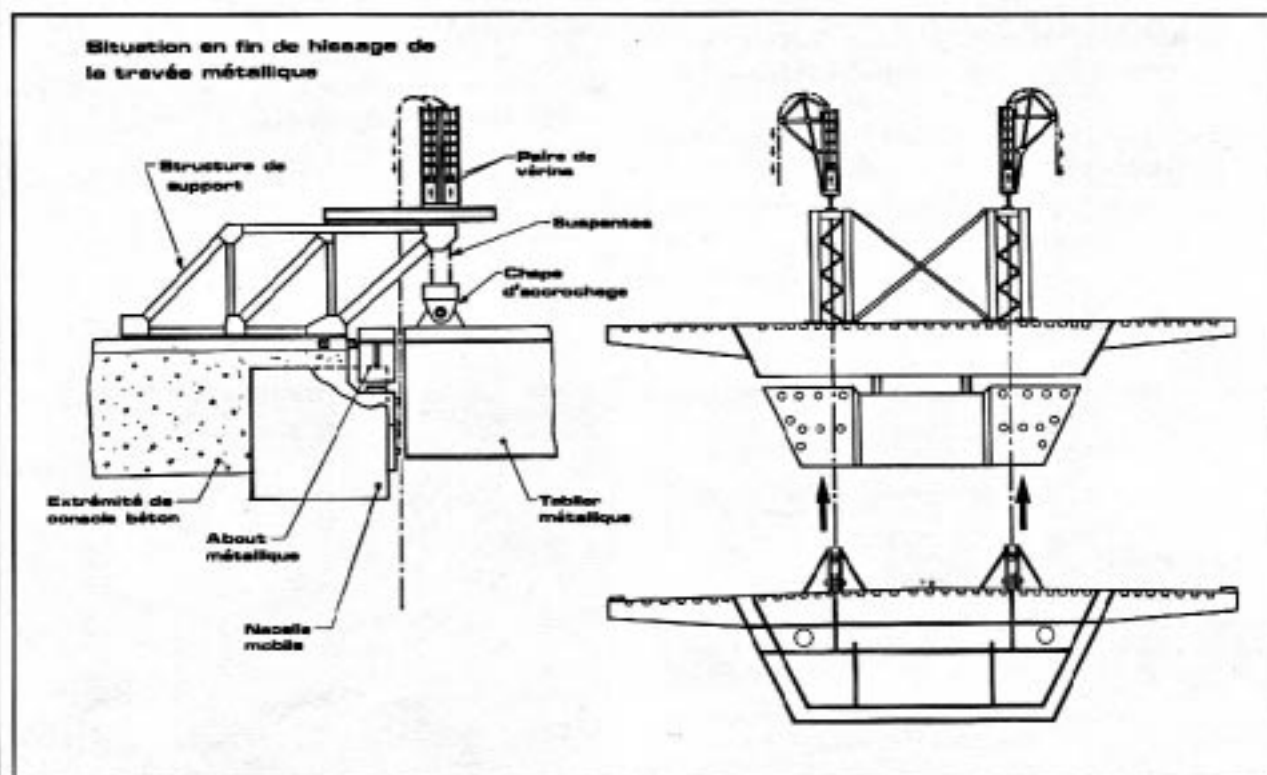
Pose de la travée sur barge

Samedi 25 août, deuxième étape. Elle consiste à faire évoluer de concert les six modules pour déplacer la travée métallique, d'abord parallèlement au quai, d'une trentaine de mètres et ensuite d'une centaine de mètres, perpendiculairement au quai, pour l'amener sur une barge. Pour éviter le poinçonnement du quai par les roues des modules, il a fallu couler au préalable 600 mètres cubes de béton faiblement armé pour constituer une dalle et disposer des plaques de tôle épaisse dans la zone de leur déplacement. La barge, de 91,44 mètres de long et de 27,43 mètres de large, a été louée à la Marine Nationale. Elle est ballastée de 9200 tonnes d'eau et équipée de 8 vérins de 500 tonnes à tête pivotable, pour recevoir la travée métallique. Le ripage de la travée par les modules, pour atteindre le bord du quai, s'est effectué assez rapidement, environ 2 heures, avec le contrôle fréquent de la bonne tenue du quai. Le chargement sur la barge

est par contre bien plus lent, cinq heures environ pour franchir les derniers quelque 25 mètres. La vitesse de progression est commandée, à ce moment là, par le temps de déballastage de la barge. C'est en effet le déballastage progressif et dissymétrique de la barge qui permet à la fois, de maintenir la barge à niveau et de compenser le déséquilibre apporté par l'arrivée de la charge. Une fois le colis déposé sur les 8 vérins, les modules regagnent le quai pour être démontés, chargés par grue sur semi-remorques et emmenés pour une autre mission. Pendant ce temps débute l'installation des guides latéraux, servant à maintenir transversalement la travée pendant tout son séjour sur la barge. Ils peuvent aussi faciliter la redescente éventuelle de la travée en cas d'annulation du hissage. Il reste aussi à bloquer les vérins, à les munir de cales de sécurité, en laissant un jeu suffisant pour les rotations du tablier sous l'action des variations thermiques. Le tablier va ainsi attendre jusqu'au lundi 27, après-midi, début de la troisième étape.

Transport par barge jusqu'au site du pont de Cheviré

Cette troisième étape s'effectue en plusieurs phases. La barge, chargée de son précieux colis, fait mouvement dans les bassins du port de SAINT-NAZAIRE, pour entrer dans l'écluse sud. Opération d'une durée de six heures. Elle est tirée par deux canots de lamanage, assistés de deux remorqueurs et finit sa lente course, tractée par un semi-remorque, pour se glisser, avec moins d'un mètre de marge de chaque côté, dans l'écluse. C'est le dernier refuge, dans lequel elle passe une courte nuit avant d'aborder la phase suivante, la sortie de l'écluse vers l'estuaire et la remontée de la Loire. Opération qui commence à quatre heures du matin, à la faveur de la basse mer, pour profiter de la marée montante en Loire. L'arrivée de la barge sur le site des travaux est légèrement retardée - quinze heures au lieu de treize heures -, en raison d'un épais brouillard au bout d'un



parcours d'une vingtaine de kilomètres. Mais ceci est sans incidence sur le déroulement des opérations, car la phase suivante, la mise en position de la barge en travers de la Loire, ne doit débuter qu'en soirée vers 22 heures, après que la navigation en Loire soit interdite. L'évitage et le positionnement de la barge commencent par le filage des câbles d'amarrage qui permettent, par leur liaison à 4 ancres immergées au préalable, de stabiliser la position de la barge pour le début de l'opération de hissage. Suit tout un enchaînement de mouvements des remorqueurs, effectués jusqu'au petit matin et réussis avec brio par les pilotes du port de SAINT-NAZAIRE, pour placer de manière précise, la travée métallique à l'aplomb de la brèche qu'elle viendra combler.

Hissage de la travée métallique

CHEVIRE, 29 août, 6 heures du matin. Les dernières informations météo sont bonnes et confirment toujours ce qui est déjà connu depuis trois jours : la perturbation qui va passer à CHEVIRE en soirée sera modérée. La vitesse du vent ne dépassera pas la limite de 5 Beaufort, seuil en dessous duquel le hissage se fera en toute sécurité. Pour les autres composantes, les choses sont prêtes et parfois en place depuis plusieurs semaines :

- les structures de support, un ensemble de 4 fermes à treillis par rive, d'un poids de 25 tonnes, bien ancrées sur les consoles béton par tiges Mac-Alloy Ø50 et auxquelles sera suspendue la travée pendant plus d'un mois;
- les abouts de la travée métallique installés dans les décaissés des extrémités béton, en attente de leur assemblage avec celle-ci, une fois hissée;
- les deux nacelles mobiles à l'extrémité des consoles béton, servant de gabarit de protection pour les manipulations des abouts et pendant leur soudage à la travée;
- les appareils de hissage comprenant des centrales hydrauliques, huit vérins SLU330M à double plateau d'ancrages par clavettes, actionnant huit suspentes, constituées chacune d'un faisceau de 31 torons Dyform de 0.6", donnant ainsi un coefficient de sécurité de l'ordre de 3 par rapport au poids du tablier;
- un système de signalisation de contrôle permettant au centre de commande de la manœuvre, de connaître les positions des pistons en début et en fin de course.
- une liaison par téléphone pour les opérateurs des deux rives.

Tout est enfin au rendez-vous précis, fixé par la marée, et bien respecté par la barge, en bonne position. L'opération de hissage peut commencer. Les suspentes qui étaient ramenées vers les rives pour ne pas gêner la navigation ces derniers jours, sont déployées à la verticale de la travée. Elles sont réunies deux par deux à leur extrémité par une chape, pièce métallique sur laquelle s'appuient les deux ancrages des torons pour former en tout quatre points porteurs. Ce sont ces quatre chapes qu'il faut mettre en vis-à-vis des oreilles prévues sur la travée métallique pour enfiler les axes assurant leur liaison. L'opération, déjà répétée une fois sur un point porteur, quand la travée était encore sur sa doucine, a quand même duré presque 2 heures. En même temps, sont accrochés aux points de fixation situés sur les rives, les haubans de maintien de la travée, qui seront laissés mous en cours de hissage. Le début du hissage se fait avec la marée montante et la prise en charge par les suspentes et vérins est ainsi progressive. Chaque cycle de progression s'effectue, selon une méthode bien connue, par blocage alternatif des torons sur les plateaux supérieur et inférieur des vérins, associés respectivement aux mouvements d'extension et de repli des pistons. La course des pistons est de 200 mm et avec tous les arrêts programmés pour les divers contrôles, comme pour le graissage des torons, la vitesse de progression est estimée grossièrement à 4-5 mètres à l'heure. En réalité, elle a été inférieure à 3 mètres à l'heure. Il a fallu graisser les torons bien plus souvent et des arrêts supplémentaires sont nécessaires pour rattraper des écarts de progression constatés entre torons. Interrompu dans la matinée du 30, alors qu'il ne reste que moins d'un mètre à parcourir, le hissage n'a repris qu'au matin du 31 août, pour amener la travée à 30 cm environ au dessus de son niveau définitif. Elle y restera suspendue, le temps de la compléter de ses abouts par soudage. Aussitôt fait, elle sera descendue sur ses appuis définitifs par le même dispositif.

Bien des paramètres ont été maîtrisés par les hommes pour accomplir cet ensemble complexe d'opérations. Le seul pari qu'il a fallu tenir, a été réussi, avec la clémence d'Eole. Pari non insurmontable, il est vrai, grâce à l'abondance des « oracles » de la station météo de l'aéroport CHATEAU-BOUGON, toute proche.

**E. BOUCHON
N. V. BUI**



Projet Orlyval : onze cents mètres de viaducs dans l'emprise de l'aérogare d'Orly

Dès 1992, le système MATRA de «Véhicules Automatiques Légers» assurera la liaison entre la station de RER d'Antony et l'aéroport d'Orly. En tant que concessionnaire, MATRA TRANSPORTS est Maître d'Ouvrage du projet ORLYVAL. SCFRETU en assure la Maîtrise d'Œuvre.

Après la traversée de la zone urbaine d'Antony en tunnel et le franchissement de l'autoroute A6, le VAL desservira successivement les deux aérogares d'Orly Ouest et d'Orly Sud. Compte tenu de l'activité très dense sur l'emprise de l'aéroport, le projet est entièrement conçu en viaducs dans cette zone.

A la demande du Maître d'Ouvrage, la conception et la réalisation de ces viaducs ont été spécialement marquées par un délai exceptionnellement court : deux avant-projets à établir, deux appels d'offres successifs et onze cents mètres de viaducs à réaliser en moins de deux ans.

La deuxième difficulté de ce projet a consisté à assurer la compatibilité des impératifs du site et les souhaits des architectes.

Enfin, n'oublions pas de mentionner les contraintes particulières des chantiers sur le site d'un aéroport international (délai, sécurité, mouvements, pavillon d'honneur, chantier d'extension de l'aérogare d'Orly Ouest...) et rappelons que 1989, année de réalisation de l'ouvrage, correspond aussi aux festivités du Bicentenaire de la Révolution.

Toutes ces contraintes ont bien évidemment influencé le choix de la solution définitive qui résulte du lancement de deux appels d'offres successifs. Le premier projet comportait une solution à ossature mixte originale, en treillis de

tubes métalliques, conforme à l'idée des architectes. L'avantage de cette solution était de donner la possibilité de poser les poutres-treillis par tronçons successifs de nuit, et de limiter ainsi la gêne occasionnée sur le site. Mais, malheureusement, l'appel d'offres s'est révélé infructueux. Ce petit historique est à l'origine de nombreuses caractéristiques de la nouvelle solution projetée, et finalement construite, comme par exemple l'implantation et la forme des piles.

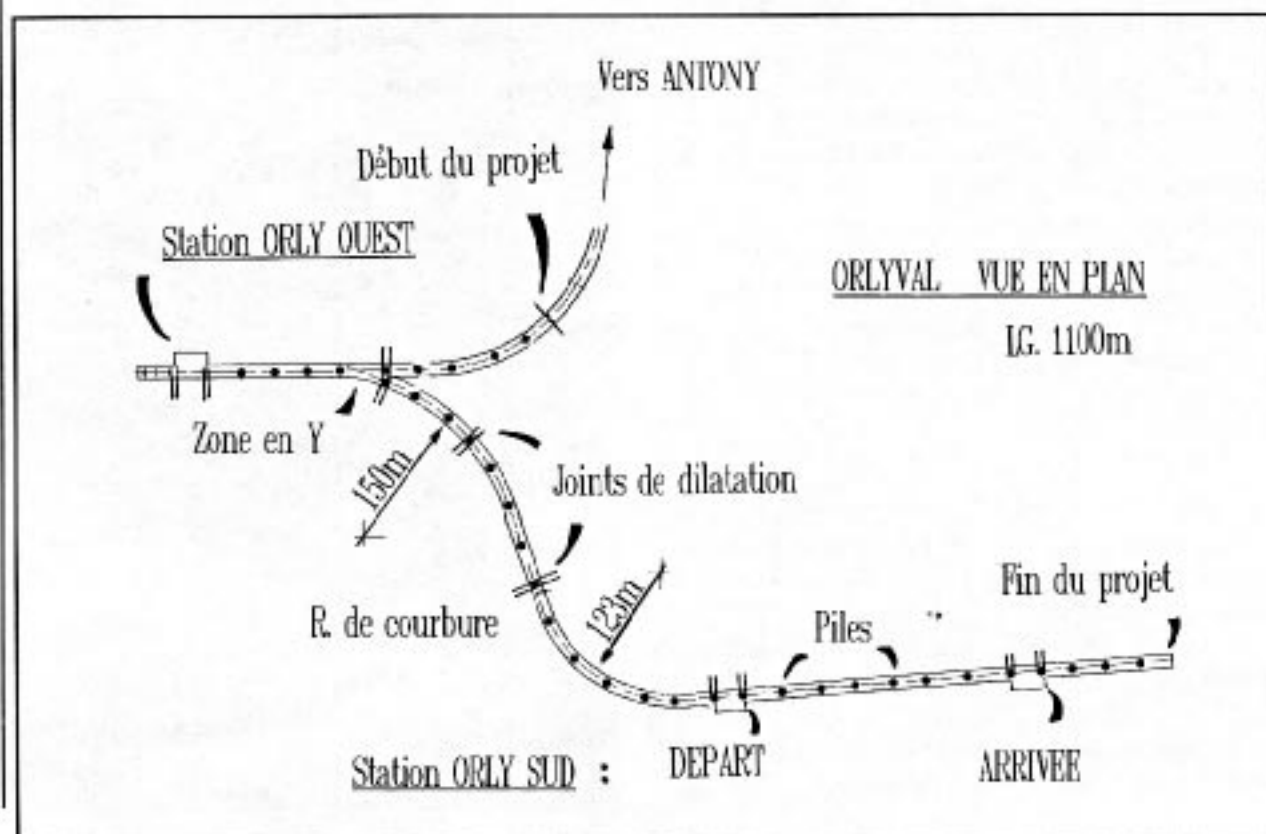
L'ouvrage complet (cf. la vue en plan), long de onze cents mètres environ, comporte onze joints de dilatation : le souffle maximum entre deux structures reste inférieur à quinze centimètres. Trois travées isostatiques supportent les stations qui desservent les aérogares (Orly-Ouest, Orly-Sud Arrivée et Départ).

Ainsi, le projet comprend huit viaducs de trois ou quatre travées, un viaduc en forme de Y qui supporte l'aiguillage en direction des deux aérogares et trois travées isostatiques. Le tracé présente des courbes et contre-courbes importantes (rayon de courbure de 123m et 150m) dans lesquelles le dévers varie de +12% à -12%.

Les fondations sont toutes de type fondations profondes, sur pieux de diamètre un mètre pour les plus courantes. Mais rares sont les appuis qui ne se sont pas distingués par un problème d'implantation (gaines de ventilation, cuves enterrées, parkings souterrains, égouts...).

Les fondations des appuis situés devant l'aérogare Orly Sud ont été réalisées avec des micropieux à l'aide de machines de taille réduite, à partir du dernier niveau des parkings souterrains.

Les piles présentent une forme simple. De section quasi



rectangulaire, les angles arrondis et les faces principales légèrement bombées, elles offrent des dimensions importantes : 3,50 m en largeur et 1,50 m en épaisseur pour les piles courantes (2m au droit des joints de dilatation). Il aurait été bien sûr possible de concevoir des piles à chapiteau, de façon à réduire la taille du fût de pile, mais les architectes ont volontairement adopté cette solution, pour le moins robuste.

Les principes de conception et de réalisation du tablier sont relativement simples. Il s'agit d'une dalle à larges encorbellements, coulée sur cintre. Les difficultés du projet relèvent plutôt de sa géométrie, de la forte valeur de l'éclairement du tablier et des contraintes d'exécution.

La dalle a été entièrement coulée sur échafaudage en partie courante, et sur cintre de type H33 dans les zones des parkings devant Orly-Sud où le trafic routier est particulièrement dense. Dans l'ensemble, les emprises de chantier étaient très limitées.

L'ensemble du projet a été conçu de façon à pouvoir intervertir brutalement l'ordre d'exécution des différents viaducs pendant les travaux, en fonction de l'activité des aéroports.

Les câbles de précontrainte suivent donc un tracé qui permet de les mettre en tension sans que les deux abouts du viaduc concerné soient nécessairement accessibles. Il s'agit d'unités 19T15 VSL. Plusieurs types d'ancrage ont été utilisés : ancrages à l'about, ancrages passifs, ancrages en fibre supérieure ou coupleurs. Entre deux plots de bétonnage de la dalle, les câbles déjà enfilés ont été lovés provisoirement, puis mis en place au cours de la phase suivante.

Pour certaines travées, la mise en tension des câbles a été phasée : seuls les câbles destinés à reprendre les effets de poids propre de l'ouvrage (environ cinq à six unités) ont été tendus avant le décoffrage des travées. Les autres, tendus après, supportent les efforts dus aux superstructures qui sont très lourdes dans le cas du VAL (5t/ml).

Les taux d'armatures du tablier sont de l'ordre de 65 kg/m² d'aciers passifs et 28 kg/m² d'aciers actifs dans les travées courantes. Pour les travées les plus longues, où l'éclairement de la dalle est élevé (1/35ème), le taux d'armatures est particulièrement dense.

Le rythme d'exécution du tablier était assez soutenu :

- 1) coffrage sur 150m environ, soit deux plots de bétonnage,
- 2) ferrailage à l'aide de cages préfabriquées et enfilage des câbles,
- 3) bétonnage d'un plot, soit environ 350m³ à l'aide de béton prêt à l'emploi ($f_{c28}=38\text{MPa}$).

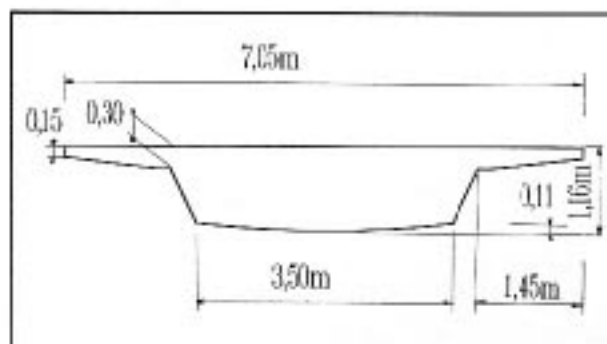
Enfin, la dalle terminée a reçu une couche d'étanchéité, de type polyuréthane, mise en place à la raclette et au rouleau. Le béton de deuxième phase qui supporte les rails est en cours d'exécution.

L'ouvrage, pratiquement terminé, s'intègre bien sur le site d'Orly et sa ligne est connue de beaucoup de gens de la profession.

Un œil bien exercé, regardant du parvis d'Orly Ouest, peut remarquer une petite coquetterie du profil en long dans

la zone de plus faible rayon de courbure. Les relevés topographiques donnent cependant des résultats tout à fait corrects au niveau de l'axe de l'ouvrage.

Il s'agit en fait d'un effet d'optique qui accuse, particulièrement au niveau de l'extrémité de l'encorbellement, la forte variation de dévers.



Orlyval : coupe transversale



Les graphiques ci-joints représentent le profil en long en projection sur l'axe Y des coordonnées LAMBERT, c'est à dire à peu près tel que le perçoit notre observateur avisé.

La première courbe, régulière, donne l'allure de ce profil au niveau de l'axe de l'ouvrage, la deuxième, plus anguleuse, au niveau de l'extrémité de l'encorbellement. On retrouve sur ces schémas les défauts apparents constatés sur l'ouvrage, sur les mêmes travées (S2-S3 et S6 à S8), vers le haut et vers le bas.

Ce phénomène de géométrie est inhabituel, c'est pourquoi il nous a paru intéressant d'en faire part au lecteur. Il s'agit effectivement d'une difficulté propre aux ouvrages dont le tracé en plan, le profil en long et le dévers comportent simultanément des variations importantes. Dans le cas des viaducs du projet ORLYVAL, l'effet d'optique est d'autant plus visible que la dalle est fine.

Enfin, ce problème un peu particulier mis à part, la qualité de l'ouvrage fini est très satisfaisante et les délais ont été respectés.

PRINCIPAUX INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :

MATRA-TRANSPORTS

Maîtrise d'œuvre : **SOFRETU**

Conception et contrôle : **SETRA**

QUADRIC

SOFRESID

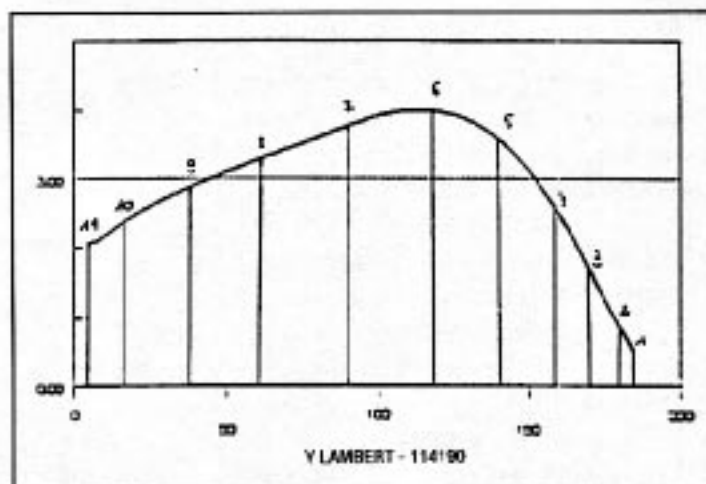
Exécution : **BORIE-SAE**

PX CONSULTANTS

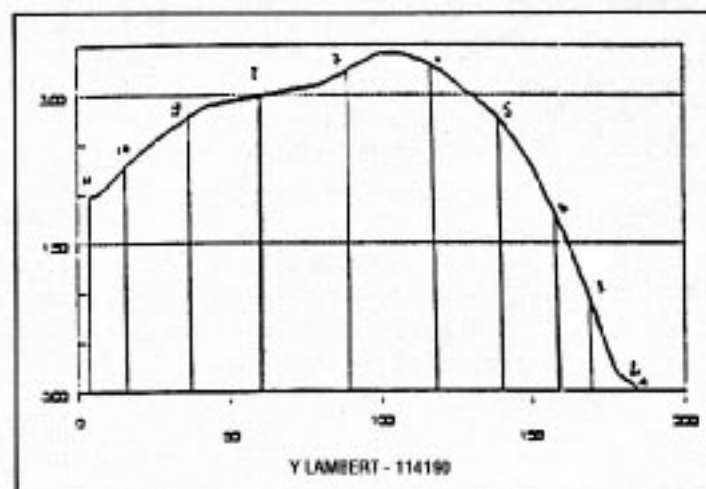
Architectes : **AEROPORTS DE PARIS**

M.BERLOTTIER

**H. ABEL-MICHEL
R. TIRAT**



Elevation Orlyval - S1 S11 axe voies projection sur Y



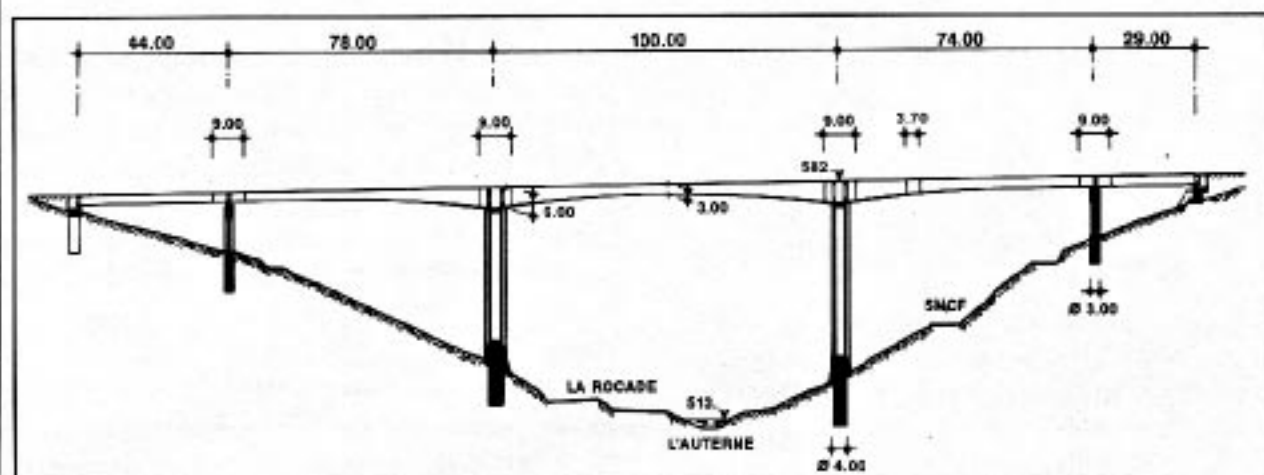
Elevation Orlyval - S1 S11 en projection sur Y

En projection sur l'axe des Y du système de coordonnées LAMBERT, l'élevation donne un peu près l'allure du tronçon S1-S11, telle que la perçoit un piéton situé sur le parvis de l'aérogare d'Orly Ouest.

Le pont de Rodez

La ville de Rodez, bâtie sur une colline où elle s'est développée progressivement, est bloquée dans son extension par les vallées qui l'entourent. Pour remédier à cet état de

cause, elle a besoin d'être reliée au plateau de Bourran actuellement entièrement agricole, par un viaduc qui assurera ainsi une pénétrante dans la ville.



7 Coupe longitudinale

Présentation du projet

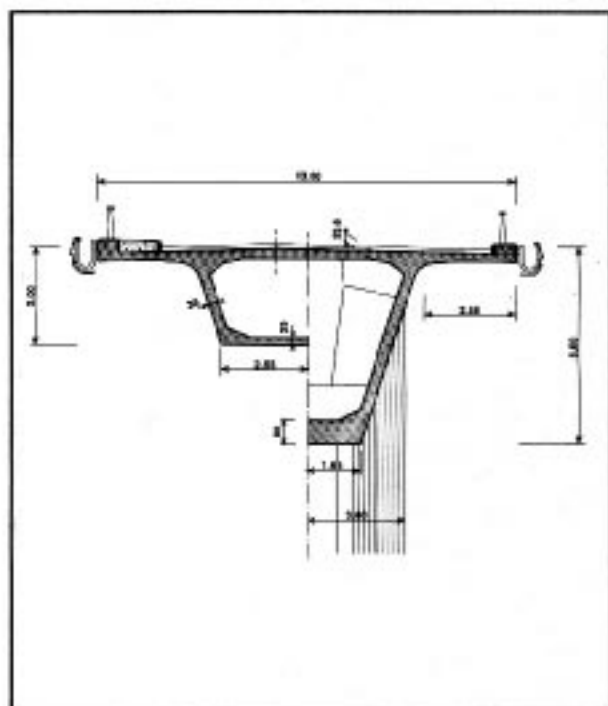
La profondeur de la vallée atteint 60 mètres, mais la rivière située au fond, l'Auterne, n'est qu'un ruisseau d'une largeur de quelques mètres. Au fond de cette vallée se trouve également la rocade Nord-ouest de Rodez prévue à 2 x 2 voies en phase finale. Il faut aussi franchir une voie SNCF et le RD 67 descendant de Rodez vers le fond de la vallée, qui sont situés tous les deux sur le versant rive gauche.

L'ouvrage est un pont à caisson en béton précontraint d'une longueur totale de 325,00 m et comportant une grande travée de 100,00 m pour diminuer le nombre de piles de grande hauteur à construire.

Le profil en travers comporte une chaussée à trois voies de circulation de 10,35 m de largeur totale, une voie dans le sens Rodez-Bourran, et deux voies dans l'autre sens, ainsi qu'un trottoir de 1,50 m.

L'ouvrage est bordé côté trottoir par une barrière de type BNBV, et côté chaussée par un dispositif nouveau constitué d'une barrière BNBV et de lisses horizontales (ALICE), l'ensemble étant destiné à protéger aussi bien les véhicules que les piétons.

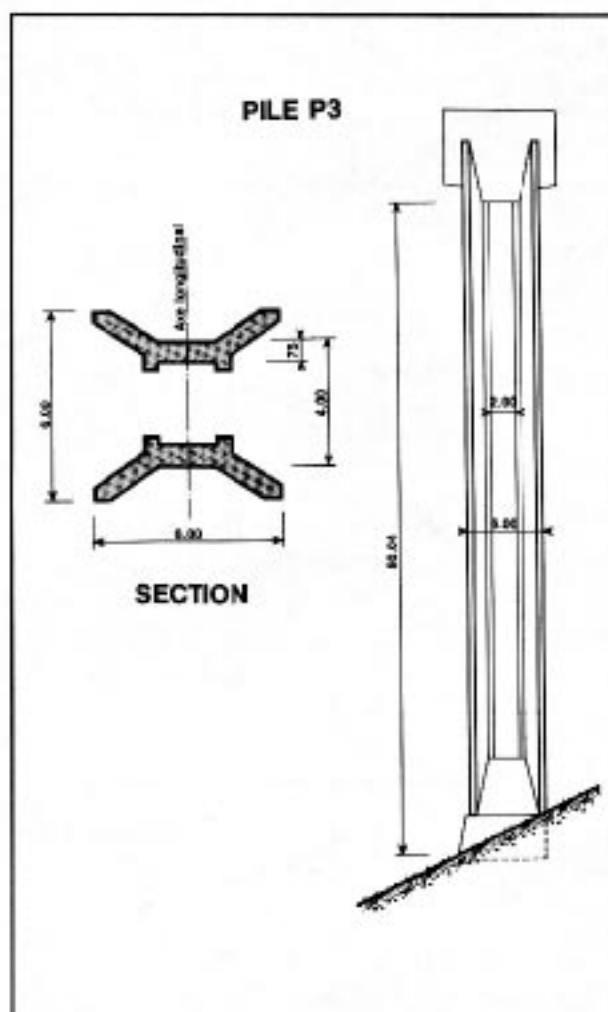
Le tablier, de 13,00 m de largeur totale, est un caisson à deux âmes inclinées de 0,36 m d'épaisseur, et dont la hauteur varie de 3,00 m à la clé, à 6,00 m au droit des grandes piles. L'épaisseur du hourdis inférieur varie de 0,25 m à 0,80 m dans les grandes travées.



Coupe transversale

La particularité de cet ouvrage concerne essentiellement les piles de grande hauteur sur lesquelles le tablier est encastré. De par sa situation, cet ouvrage sera visible depuis de nombreux endroits et par un grand nombre de personnes. Pour donner plus de légèreté à l'ouvrage, les piles sont constituées de deux minces voiles espacées d'environ

2,00 m. Cette disposition assure d'une part une grande transparence des piles, et d'autre part donne une souplesse vis-à-vis des dilatations du tablier diminuant ainsi les efforts de flexion descendant dans les appuis. L'épaisseur moyenne de ces fûts est de 0,70 m. Leur forme en auge leur permet cependant d'avoir une inertie suffisante pour éviter leur flambement sur une hauteur de plus de 40 mètres. Ces deux fûts sont réunis à leur base par une semelle massive pyramidale dessinée par l'architecte pour répondre à l'encastrement supérieur et donner une impression de force à l'ancrage dans le sol.



Vue longitudinale

Le sol de fondation est rocheux mais constitué de plaques dont le pendage, côté Bourran, est pratiquement parallèle au terrain naturel et donc très défavorable. Son hétérogénéité a donc conduit à fonder les piles sur des puits de grand diamètre (4 m pour les grandes piles et 3 m pour les autres), de manière à reprendre les efforts importants apportés par les fléaux en cours de construction (vent, chute de l'équipage mobile), ainsi que le vent en service.

Une attention toute particulière a été portée sur la structure des grands fléaux avant clavaage. On a en effet un fléau de 100,00 m de long perché sur deux béquilles assez rapprochées et situé à une hauteur d'une cinquantaine de mètres. Une étude dynamique a montré que ce fléau avait un

mode principal de vibration en «hélicoptère», avec une période longue de 8,6 secondes.

Tablier

L'ouvrage est précontraint suivant des principes désormais classiques au SETRA :

- des câbles de fléaux 12T15 ancrés sur la tranche des voussoirs dans les goussets supérieurs, quelques câbles de continuité 12T15 situés dans les goussets inférieurs et ancrés sur des bossages,
- et des câbles de continuité 19T15 extérieurs au béton, reprenant les charges de superstructures et d'exploitation.

Ils sont ancrés au droit des entretoises d'appui et règnent sur une ou deux travées. Cette précontrainte est entièrement démontable grâce à l'utilisation d'un double tubage au droit des déviateurs et d'ancrages comportant une double trompette.

Ces câbles sont injectés au coulis de ciment pour assurer la protection anticorrosion.

Exécution

Le planning général est de 20 mois, y compris la période de préparation. Les piles sont construites par levées de 4,00 m tous les deux jours. Les voussoirs de 3,50 m de longueur sont coulés en place dans un équipage mobile au rythme de deux voussoirs par semaine. La mise en service de l'ouvrage est prévue en Avril 1991.

D. LECOINTRE

PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'Ouvrage : Eta¹

Maître d'Œuvre : DDE de l'Aveyron

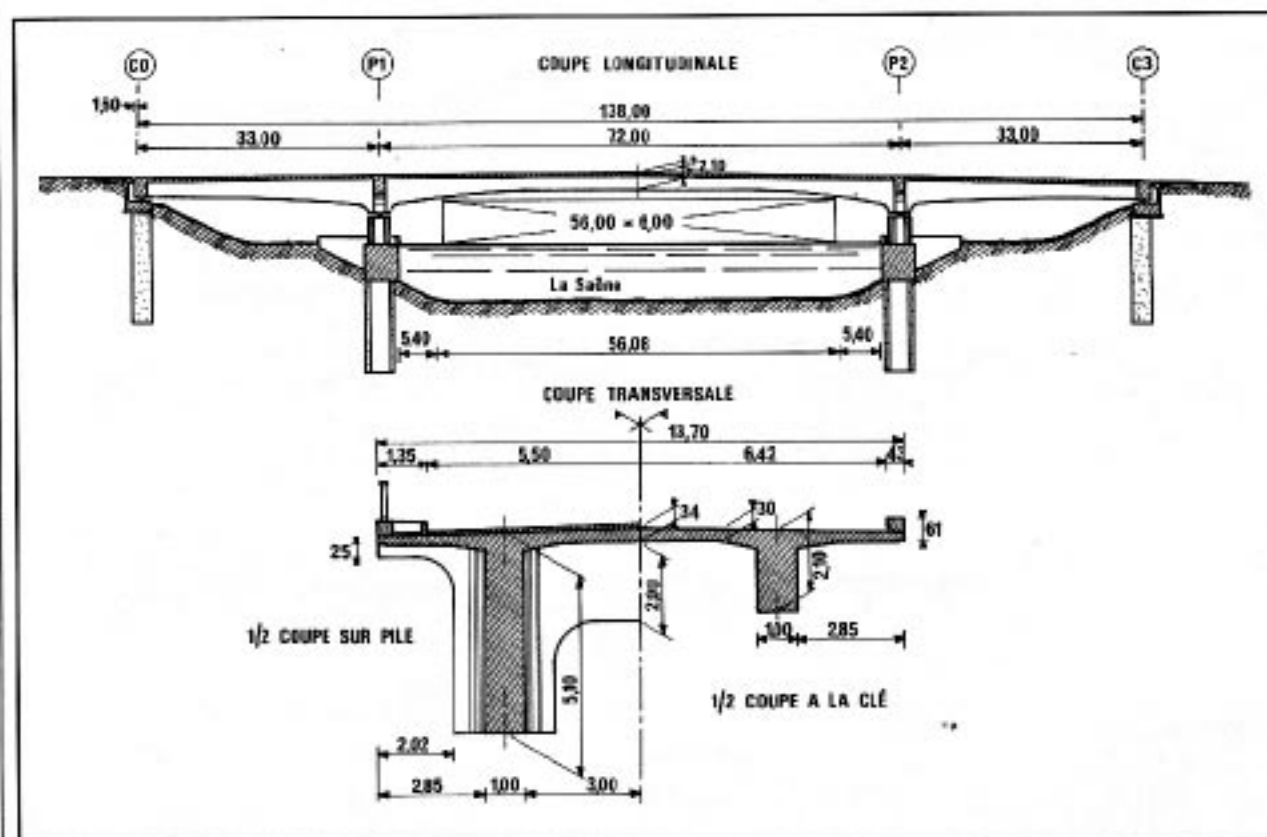
Projet de base et contrôle du projet d'exécution : SETRA

Architecte : Ph. FRALEU

Titulaire du marché : DODIN Sud-Ouest

Etudes d'exécution : Europe Etudes GECTI Toulouse

Les ouvrages sur le canal de dérivation de la Saône à Macon



9 Fig. 1 : Coupes longitudinale et transversale de l'ouvrage de la RN 79

La mise à grand gabarit de la Saône entre SAINT-SYMPHORIEN sur la Saône et LYON, a été entreprise depuis plus de dix.

Après réalisation de nombreux barrages, écluses et dérivations navigables, elle doit s'achever par la construction du canal de dérivation de MACON.

Cet ouvrage permettra d'éviter le pont SAINT-LAURENT, qui constitue un obstacle à la navigation de fort tonnage.

Le canal, d'une longueur de 3.575 mètres, traverse les plaines submersibles situées en rive gauche de la Saône, et isole l'agglomération de SAINT-LAURENT-SUR-SAONE. Son tracé recoupe la RN 79 et deux voies importantes de dessertes locales : les RD 51 et 68A.

Le rétablissement de ces voies de communication, nécessitait donc la construction de trois ouvrages.

Dès 1977, le Service de la Navigation de la Saône, maître d'œuvre de l'opération, avait confié au SETRA l'établissement des projets de base de ces ouvrages. Le SETRA avait alors projeté trois ponts à nervures en béton précontraint, de 72 mètres de portée centrale.

Le projet de réalisation du canal est resté en sommeil jusqu'en 1987, date à laquelle la maîtrise d'œuvre fut confiée à la Compagnie Nationale du Rhône.

Le SETRA entreprit alors d'actualiser le projet de 1977 et de proposer à la CNR une solution à haubans.

Après l'appel d'offres, cette dernière solution, plus chère d'environ 10 %, fût écartée et les travaux furent attribués à l'entreprise G.F.C., filiale du groupe BOUYGUES. Les ouvrages construits sont donc des ponts à deux nervures étroites de hauteur variable, à trois travées (33, 72 et 33 mètres), en béton précontraint (Fig. 1). Les ouvrages des RD se différencient de celui de la RN 79 par :

- leur largeur : 9,10 m pour les RD et 13,70 m pour la RN (Fig. 1).

- l'épaisseur de leurs nervures : 80 cm pour les RD et 1,00 m pour la RN

- la hauteur des nervures : 5,00 m sur pile et 2,00 m à la clef de la travée centrale des ouvrages portant les RD, 5,10 m sur pile et 2,10 m à la clef de la travée centrale de l'ouvrage portant la RN 79.

En outre, la précontrainte de type classique pour les RD est totalement extérieure au béton pour la RN 79. Pour la RN 79, le câblage se compose (Fig. 2) de :

- 2 x 4 câbles 19T15 filant d'un bout à l'autre de l'ouvrage, ancrés dans les entretoises d'about, entre les nervures. (Ces entretoises servent aussi de contre poids qui évitent les soulèvements d'appuis sur culées, puisque les travées de rive sont courtes).

- 2 x 2 câbles 19T15 régnant sur deux travées et leurs homologues symétriques.

Ces câbles sont ancrés, d'un côté sur l'entretoise d'about d'une travée de rive, et de l'autre sur l'entretoise de la pile de l'autre travée de rive.

Les ouvrages sont réalisés avant creusement du canal. Ils peuvent donc être bétonnés sur un cintre régnant sur toute la longueur de l'ouvrage par plots de 5 mètres.

Le cintre ne porte que les fonds de coffrage des nervures. Les faces latérales des nervures et la sous-face du hourdis sont coffrées à l'aide d'un outil de 5 mètres de longueur, qui se déplace de plot en plot. Pour limiter les effets du retrait dans l'ouvrage sur cintre, les voussoirs sur piles sont bétonnés en fin de fabrication du tablier, juste avant mise en tension des câbles.

La réalisation de ces ouvrages a débutée en 1989, par le RD 51 et s'achèvera, sans problème majeur, fin 1990 par l'ouvrage de la RN 79.

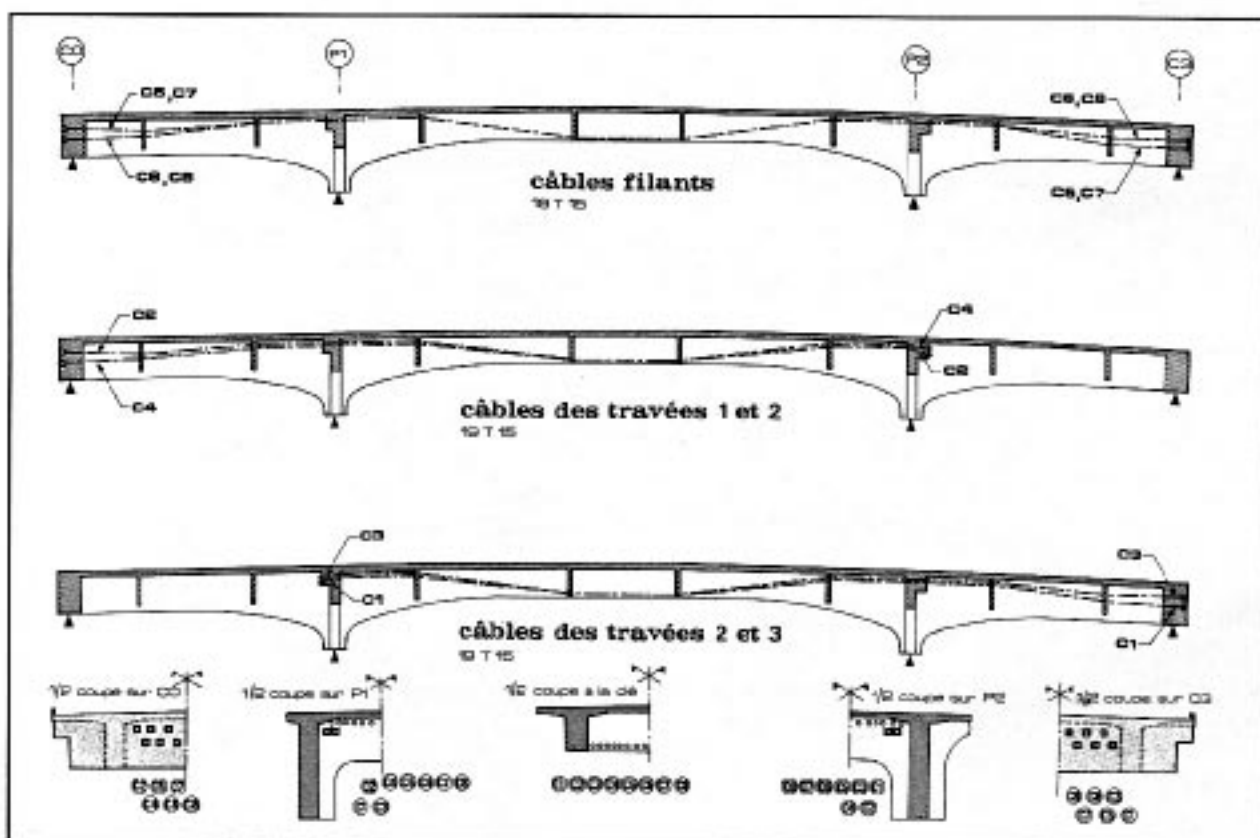


Fig. 2 : Schéma de câblage de l'ouvrage de la RN 79

PRINCIPAUX INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage : Etat

Maître d'œuvre : Service de la Navigation de la Saône

Projet de base et contrôle du projet d'exécution : SETRA et CNR

Architecte : Ch. Lavigne

Titulaire du marché : GFC

Etudes d'exécution : ESB

G. LACOSTE

Passerelle à haubans de Bordeaux

Le Département de la Gironde comprend de nombreux ouvrages non courants (ponts métalliques, ponts en béton précontraint, ponts en structure mixte acier béton, ponts suspendus) : depuis fin 1989, son patrimoine s'est enrichi d'un ouvrage à haubans. C'est en effet le 10 octobre 1989 que, en même temps que la section Nord de la rocade Rive Droite de Bordeaux, a été mise en service la Passerelle du Grand Tressan.

Longue de 69 mètres et large de 3 mètres, elle enjambe les deux voies de la Rocade. Le pylône central, haut de 24 mètres a la forme d'un V renversé. La section des jambes du pylône est triangulaire. Il n'y a pas d'appui entre le tablier et le pylône. La suspension est assurée par 24 haubans formés de torons 4 K 15 et 6 K 15 aux extrémités.

Le tablier en béton armé est formé de deux poutres latérales de 0,8 x 0,5 m dans lesquelles sont noyés les ancrages actifs des haubans. Le hourdis qui les relie a une épaisseur de 25 cm.

Historique

Le principe d'une passerelle franchissant la Rocade à la hauteur du quartier du Grand Tressan à Lormont avait été

arrêté dès l'avant-projet de la section Nord de la Rocade Rive Droite, approuvé en 1981. Cet ouvrage, dont la réalisation ne posait pas de problème particulier avait été projeté dans une structure courante comme celle des passerelles de Monbailon et de Bois Grammond en béton précontraint sur la Rocade Rive Gauche. L'estimation était de 1,6 MF TTC.

Début 1988, tous les ouvrages courants de la Rocade étant en construction, après avoir fait individuellement l'objet d'un traitement architectural, la question s'est posée de savoir s'il fallait traiter la passerelle du Grand Tressan comme un ouvrage courant ou, à l'instar de la Rocade de Toulouse, comme un «événement» de la Rocade de Bordeaux.

Trois cabinets d'architectes ont été invités à réfléchir sur le sujet et à présenter une esquisse du projet. C'est la structure à haubans de E. COLOMBANI qui a été préférée au treillis métallique proposé par FAUP et ZIRK et à la structure à 3 travées en béton armé et une travée en poutres Warren de B. MIKAELIAN.

Administrativement, un avant-projet d'ouvrage d'art non courant devenait nécessaire pour réaliser le Projet.

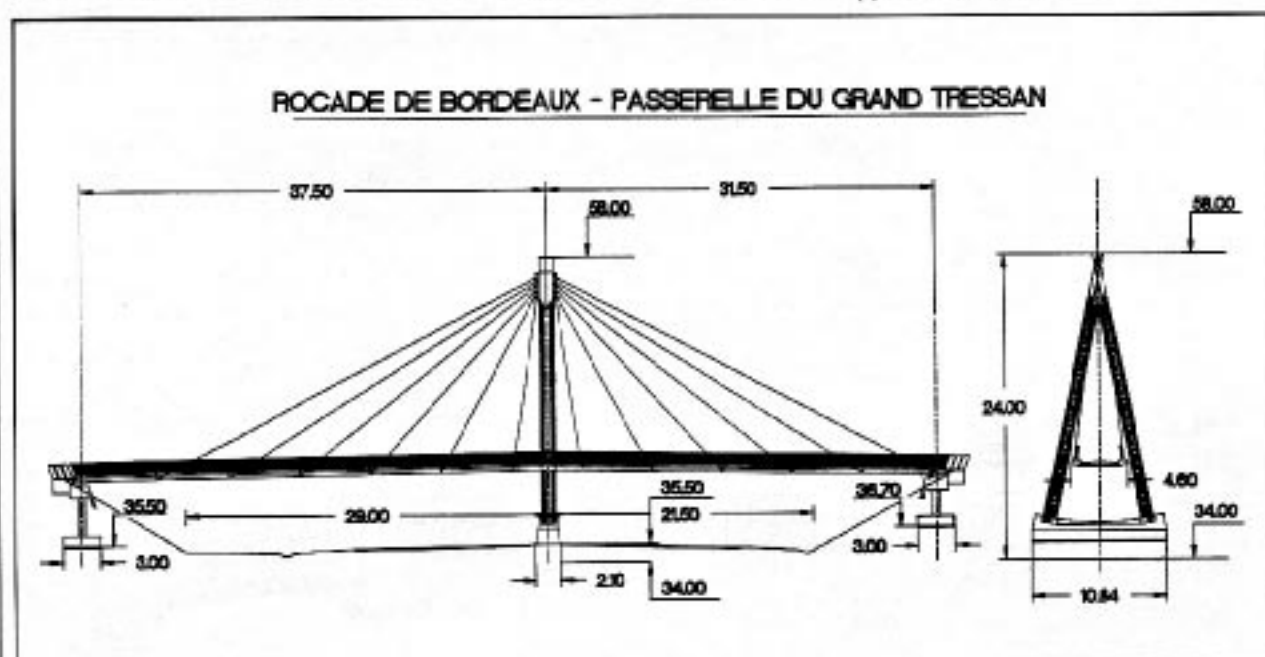
La DDE a alors chargé une équipe formée de E. COLOMBANI, Architecte, et SEAMP, Bureau d'Etudes bordelais filiale de SEEE, de monter le dossier d'APOA en collaboration avec SEEE et le SETRA.

Après avoir fixé les dimensions de la passerelle (et éliminé une variante audacieuse présentant un axe en plan en forme de S I) deux solutions ont été envisagées :

- une solution métallique au tablier composé de deux tubes diamètre 600 mm entretoisés (qui était la solution initialement esquissée par l'Architecte E. COLOMBANI);
- une solution en dalle en béton armé (proposée par le SETRA).

La solution métallique a été écartée en raison de la difficulté technologique de relier les haubans aux tubes et des problèmes prévisibles de vibration (modes propres de vibration très proches faisant craindre une mise en résonance de la passerelle). L'étude des vibrations de la structure a été assurée par SEEE.

L'APOA a été approuvé sur ces bases.



La consultation a été lancée début 1989 sur la base de la solution en béton.

C'est l'Entreprise GTM en groupement avec l'entreprise FREYSSINET qui a été adjudicataire pour un montant de 3 MF TTC. Le bureau d'études d'exécution était le bureau SEER à Clermont-Ferrand.

Exceptionnel plus par les techniques mises en œuvre (préfabrication et levage du pylône, calculs) que par son coût (3 MF) cet ouvrage a mobilisé et motivé fortement tous les intervenants (Concepteur, Bureau d'Études, Entreprises, Subdivision de Travaux). Il a été réalisé en 6 mois sans incident particulier.

PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage : Etat

Maître d'œuvre : DDE de la Gironde

Architecte : E. COLOMBANI

Conseil : SETRA

Bureau d'études - Conception : SEAMP

Bureau d'études - Conseil : SEEE

Bureau d'études - exécution : SEER

Titulaire du marché : GTM - Freyssinet.

P. GUIGNARD

2

Techniques particulières

Translation des piles du Viaduc de Charmaix - Savoie

Exposé du problème

Le 12 juillet 1980 était ouvert à la circulation le tunnel routier du Fréjus qui relie la France (Modane) à l'Italie (Bardonnèche) sur l'itinéraire Lyon-Turin.

La tête française est raccordée à la route nationale 6 par l'intermédiaire d'une route nouvelle de 4,5 km de longueur, construite à flanc de montagne. Cette route franchit le ravin creusé par le torrent du Charmaix par un viaduc de 346 m de longueur, comportant 9 travées à poutres précontraintes de 40 mètres de longueur. Le coût de l'ouvrage, en valeur 1978, a été de 23 MF.

Comme l'ensemble de cette route, le Viaduc a été construit sur des versants montagneux formés par une couche d'éboulis shisteux de 40 mètres d'épaisseur environ.

La stabilité de ces versants s'est révélée inférieure aux hypothèses faites lors de l'établissement du projet et le Viaduc souffre des mouvements des versants sur lesquels il est fondé.

Ces mouvements de versants entraînent un déplacement des pieds de piles du Viaduc et par conséquence des déformations dans le tablier de l'ouvrage. Les flèches qui illustrent la figure n° 1 représentent l'ampleur et l'orientation des déplacements subis par les pieds de piles du Viaduc depuis sa construction.

La durée de vie du Viaduc est fortement compromise par ces mouvements et il serait utopique de vouloir retenir la montagne.

Choix d'une solution

Différentes solutions ont été envisagées pour adapter cet ouvrage aux déplacements du sol de fondation :

- démolition de l'ouvrage et reconstruction d'un nouveau Viaduc avec des fondations adaptées au problème posé,
- démolition de l'ouvrage et remplacement par un remblai de grande hauteur (50 m, 625 000 m³),
- reprise en sous-œuvre des fondations par réalisation de pieux protégés par des viroles en béton de 5 m de diamètre.

Ces trois solutions ont été écartées en raison de leur coût excessif (de l'ordre de 50 MF chacune - valeur 1983).

On s'est finalement orienté vers une solution originale proposée par Jean Tonello. L'ouvrage allait être transformé en «ouvrage à géométrie variable» : en cherchant à «s'opposer aux déplacements là où ils sont» c'est-à-dire au niveau du sol, on allait créer, au pied des piles et sur les culées une interface de manœuvre permettant de déplacer chacun d'eux selon les 6 degrés de liberté. Ainsi, à intervalles réguliers, on pourrait «remettre l'ouvrage à sa place initiale».

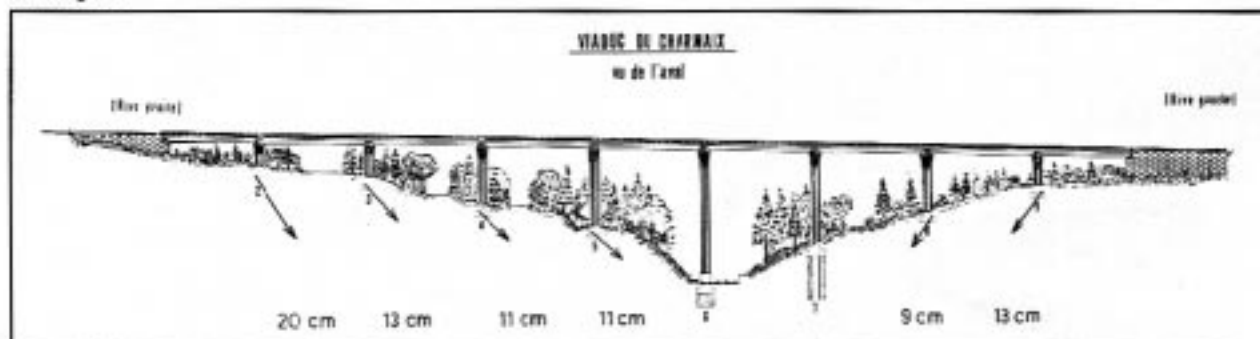


Figure 1

Aménagement d'un pied de pile

Le dispositif permettant les manœuvres de translation d'un pied de pile comprend les éléments suivants :

- agrandissement de la semelle de fondation initiale par une contre-semelle en béton armé donnant une marge de manœuvre de 1,00 mètre.
- une enceinte périphérique solidaire de la contre-semelle sur laquelle on exerce les efforts horizontaux de manœuvre et les efforts de stabilité en service,
- une culasse précontrainte dans deux directions qui permet le report des descentes de charges sur les vérins de levage ou les appuis glissants. Cette culasse comporte 4 couples de bras orthogonaux en béton armé qui reçoivent les mécanismes de poussage ou de calage suivant que l'on manœuvre ou que l'on immobilise en service,
- des vérins hydrauliques verticaux de 1030 t à tête articulée permettant toute manœuvre de montée, de descente ou de basculement de la pile,
- des appareils d'appui glissants PTFE constituant l'appui vertical de l'ouvrage en service. Ces appareils de 1250 t de capacité portante peuvent assurer un ripage de 0,10 m dans le sens x et y; quand cette course est atteinte ils font l'objet d'un déplacement d'ensemble à la surface de la contre-semelle, restituant la capacité de déplacement initiale. En cas de relevage global ou différentiel, ils sont recalés en sous-face de la quantité nécessaire,
- des vérins hydrauliques horizontaux de 200 t chacun placés en cas de manœuvre entre bas de culasse et enceinte périphérique. Ils permettent le poussage global (translation) ou différentiel (rotation).

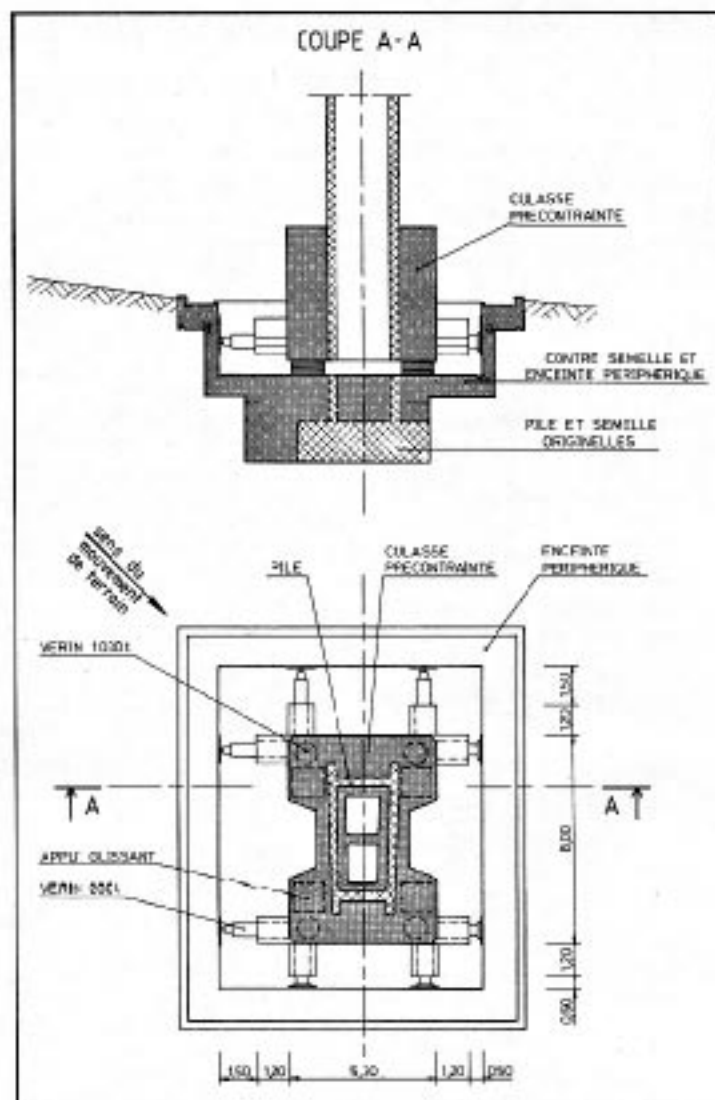
Manœuvres de recalage

Les manœuvres de déplacement horizontal en x ou en y sont réalisées en agissant sur quatre vérins disposés en opposition suivant deux axes parallèles placés entre les bras orthogonaux de la culasse et le mur périphérique.

Il ne saurait être question de déplacer brutalement un pied de pile de 15 cm sans se préoccuper des piles voisines. A cet effet, un modèle numérique des comportements du viaduc a été élaboré par la DOA du CETE de LYON.

Ce modèle permet de déterminer les conséquences d'un déplacement unitaire d'un pied de pile sur la structure de l'ensemble du viaduc. Il a donc été possible à partir de ce modèle de déterminer l'enchaînement des manœuvres élémentaires (des translations limitées à 5 cm) qu'il y avait lieu de réaliser pour ramener le viaduc dans sa configuration initiale.

La cohérence entre les prévisions du modèle numérique et le comportement effectif du viaduc est vérifiée par un suivi topographique de l'ouvrage pendant les manœuvres.



Programme des travaux

Seule la pile n°5 avait été aménagée à titre expérimental en 1987. Cette expérimentation avait permis de vérifier que la technologie de recalage du viaduc du Charmaix était parfaitement maîtrisée tant en ce qui concerne les phases délicates de génie civil qu'en ce qui concerne le pilotage des manœuvres et la bonne représentativité du modèle numérique.

Ces travaux ont été généralisés à l'ensemble du viaduc en 1989 et 1990 et les manœuvres de recalage de l'ouvrage à sa position initiale se sont déroulées courant octobre 1990.

INTERVENANTS

- Maître d'ouvrage : Etat - Direction des Routes

- Maîtres d'œuvres : DDE de la Savoie

- Conseils techniques : B.E. TONELLO et CETE de LYON

- Réalisation : Entreprise VSL France

- Montant de l'opération : 25 MF

Manchons de raboutage pour barres HA

Si la liaison mécanique de ronds à béton par recouvrement est éprouvée pour les petits diamètres, elle est plus risquée voire impossible dans certains cas pour les aciers de gros diamètre. De plus, cette technique s'adapte très difficilement aux exigences actuelles développées dans les nouvelles structures, qui sont souvent réalisées :

- en plusieurs phases,
- par assemblage d'éléments préfabriqués,
- avec des contraintes de gabarit de passage, de rapidité et de qualité d'exécution...
- avec un ferrailage très dense.

On retrouve ces problèmes dans les ouvrages nécessitant des manutentions de cages d'armatures lourdes (mât d'un pylône de pont à haubans, cages d'armatures de pieux). Pour ces travaux, l'assemblage à l'aide d'une liaison rapide et sûre entre les aciers HA de gros diamètre permet de réduire les manutentions coûteuses et un travail des armaturiers délicat in situ.

Les impératifs techniques

Pour être efficace le manchon ne doit pas être un point faible de l'armature ni présenter, pour l'ingénieur ayant calculé la structure, un fonctionnement particulier par rapport à celui d'un ferrailage normal.

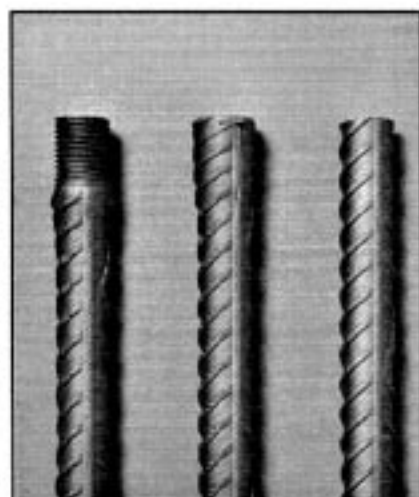
Ceci amène à respecter les principes de base suivants :

- Résister à la traction (ELU)
la rupture d'une barre sous tension doit se faire dans la barre avec un allongement suffisant de celle-ci.
- Résister à la compression (ELU)
- Présenter un tassement ou un allongement très faible sous charge de service (ELS) pour éviter une fissuration anormale et indésirable.

Un procédé efficace

Pour résoudre ces problèmes, TECHNIPORT a conçu le

système BAR-TEC qui permet d'assurer des liaisons mécaniques simples entre barres d'acier pour béton armé. Ce procédé breveté consiste à refouler à froid l'extrémité d'une barre et à la fileter au pas ISO standard sur une longueur équivalente au



diamètre. La section de la partie fileté manchonnée est alors supérieure à la section nominale de la barre d'origine.

Un contrôle Qualité strict en atelier permet de tester chaque barre après filetage sur une machine de traction spécialement conçue.

Le filetage peut être réalisé «droite-droite» ou «droite-gauche». Le coupleur assure la jonction entre les deux barres par simple vissage. L'exemple qui suit met en évidence les possibilités de réservations filetées pour des coupleurs droite-gauche.

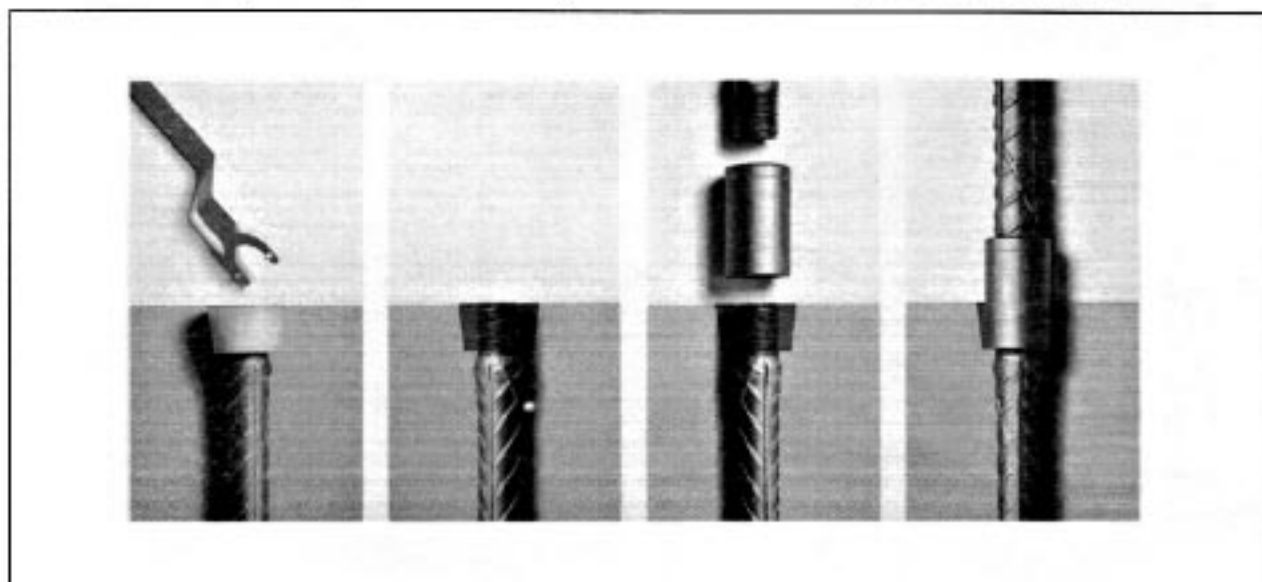
Procédé Bartec

Exemple de réservation possible pour «manchons» droite-gauche (voir schéma).

Une multitude de solutions sont possible pour résoudre des problèmes particuliers.

La simplicité d'utilisation

Le montage sur chantier consiste en un simple vissage et ne nécessite aucun outillage spécial, ni aucune intervention dans le ferrailage ; un contrôle visuel permet de s'assurer du vissage correct à fond de filets.



Procédé Bartec - Exemple de réservation possible pour «manchons» droite-gauche

Des économies - un composant constructif

L'ingénieur dans son étude doit rechercher à réaliser une construction économique et sûre. Le manchonnage permet :

- Un gain de productivité lorsqu'il est associé à des méthodes de constructions nouvelles,
- Une jonction idéale pour barres de tout diamètre, et en particulier pour les plus gros,
- Une qualité issue de la mécanique,
- Une facilité de mise en œuvre.

Réalisation de membrures comportant des semelles additionnelles

On dispose dès maintenant en France de tôles de la **qualité FP**, recommandées pour les épaisseurs comprises entre **80 et 150 mm**. Elles sont définies par la norme 36-201 et agréées. Ces tôles permettent le plus souvent d'éviter l'empilage de semelles additionnelles. Ces assemblages sont en effet vulnérables à la fatigue, et sont le siège de contraintes résiduelles dues au retrait des soudures. Dans le but d'éviter à la fois l'empilage de semelles additionnelles, et l'usage de semelles de forte épaisseur, il est par ailleurs souvent possible d'élargir localement, et symétriquement, une semelle unique de membrure dans la zone proche d'une pile. Des exigences particulières imposées soit par souci esthétique, soit par les nécessités techniques du lançage, font quelquefois écarter cette dernière solution. Pour des ouvrages exceptionnels, certaines entreprises préfèrent utiliser des semelles additionnelles. On pourra s'inspirer des principes énumérés ci-dessous lorsque les semelles additionnelles sont inévitables. Les maîtres d'œuvre doivent veiller à ce que ces dispositions soient spécifiées dès le niveau du dossier de DCE, tant dans les plans que pour le CCTP. Dans l'avenir, ces dispositions figureront au fascicule 66 du CCTG aujourd'hui en projet.

- L'épaisseur minimale d'une semelle additionnelle est de 20 mm. Plus généralement, on évite toute disproportion entre semelle de base et semelle additionnelle.
- L'extrémité comporte un débardage pour rendre progressive la variation de section de la semelle additionnelle. Si d désigne la largeur de la plage du débardage, et t l'épaisseur de la tôle additionnelle en millimètres, on doit alors avoir $d > 5(t-10)$. L'épaisseur de la semelle additionnelle est de 10 mm à l'extrémité du débardage, et la pente du débardage de 1 pour au moins 5. Dans le but d'éviter les concentrations de contraintes, la soudure frontale de raccordement est meulée proprement selon la même pente que la tôle additionnelle.
- Pour les membrures importantes, prévoir une découpe de l'extrémité de la semelle additionnelle : sur une longueur égale à b , on réduit progressivement la largeur de la semelle additionnelle pour passer d'une largeur b à une largeur $b/3$. La fascicule 51 titre V n'interdit nullement cette disposition, mais il souligne qu'elle ne dispense pas du débardage dont la pente reste de 1 pour

D'une façon générale, le manchonnage doit continuer à évoluer pour devenir la jonction mécanique précise et efficace permettant toute sorte d'assemblage dans les structures d'une certaine importance et ceci en toute sécurité.

Il est amené à un grand développement.

Cl. NEANT
J.P. ARNOUS

5. Comme dans ce cas, la longueur de la soudure frontale se trouve réduite, une attention particulière sera apportée aux calculs dimensionnant cette soudure.

- Les angles d'extrémité de la semelle additionnelle comportent des arrondis d'un rayon $r=b/10$. Ce rayon minimal peut être diminué dans le cas d'une découpe de l'extrémité de la semelle additionnelle.

- La semelle additionnelle doit être d'un seul tenant, non coupée par un joint de chantier ; les soudures bout à bout sur ces semelles sont donc interdites. Le choix de semelles additionnelles impose donc une contrainte supplémentaire pour le découpage de l'ouvrage en tronçons de fabrication.

- La largeur b de la semelle additionnelle doit en tout état de cause rester inférieure à celle B de la semelle de base diminuée de 100 millimètres. ($b < B-100\text{mm}$). La semelle additionnelle est centrée sur la semelle principale.

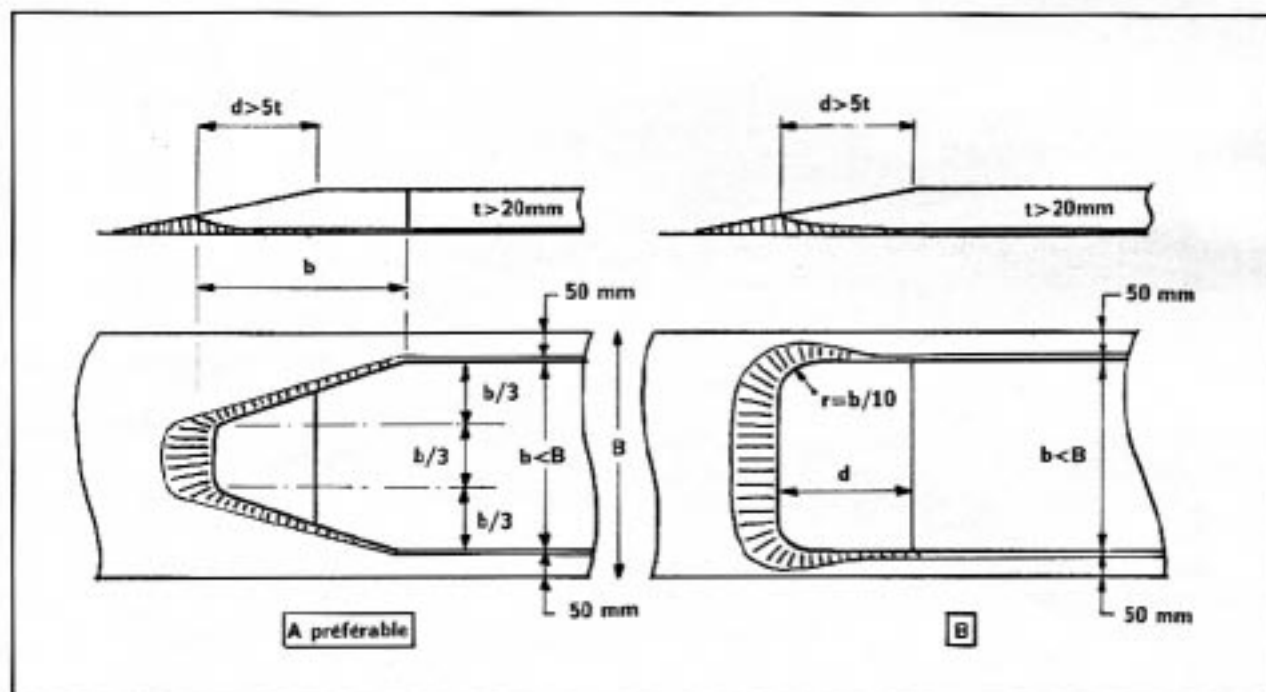
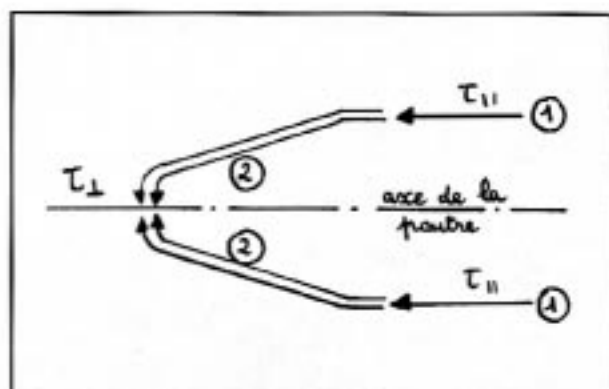
- L'épaississement des cordons d'angle des soudures latérales travaillant en τ_{\parallel} doit être progressif et s'étaler sur une distance $b/2$, de raccordement à la soudure frontale qu'on calcule pour un travail en τ_{\perp} .

- Eviter la soudure de semelles additionnelles intérieures, disposées entre l'âme et la semelle principale. Cette disposition s'avère en effet difficile à contrôler et à réparer dans la partie centrale au voisinage de l'âme.

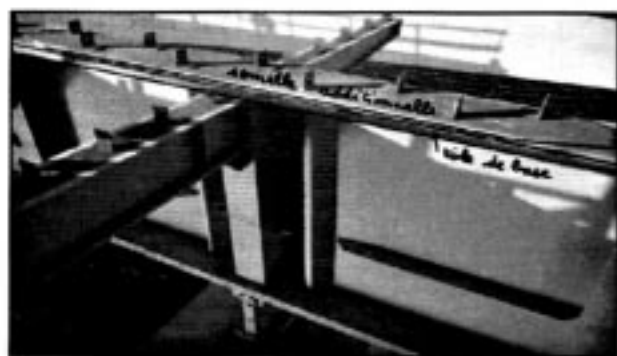
- Le programme de soudage qui définit l'ordre et le sens d'exécution des cordons doit viser à réaliser des soudures non bridées. Dans ce but, les cordons latéraux sont d'abord menés symétriquement, et arrêtés 100 mm avant le début du cordon frontal. La soudure frontale, comportant généralement plusieurs passes, est ensuite réalisée par phases symétriques successives, tous les cordons se terminant dans l'axe de la poutre au milieu de la soudure frontale de raccordement.

- Les contrôles sont réalisés par un Laboratoire des Ponts et Chaussées, l'Institut de Soudure, ou un autre organisme compétent. Les cordons latéraux sont contrôlés par ressuage, les cordons frontaux par ressuage à 100% et par magnétoscopie, en particulier dans les virages d'angles.

Ces principes ont été mis en œuvre pour le pont de franchissement du Rhône entre Beaucaire et Tarascon, ouvrage bipoutre à pièces de pont comportant deux travées de plus de 100m. Cet ouvrage a été réalisé à Alès, dans les ateliers RICHARD-DUCROS, selon le schéma A avec découpe, jugé préférable au schéma B. Le contrôle des soudures était assuré par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées.



à Beaucaire : $B=900\text{ mm}$ $b=800\text{ mm}$
 $t=55\text{ mm}$ $t_0=135\text{ mm}$
 t_0 est l'épaisseur de la tôle de base.



Nota : Le prolongement de la pièce de pont à l'extérieur des poutres n'est destiné à Beaucaire qu'à soutenir un balcon pour piétons. On n'a donc pas disposé de goussets anti-fatigue du type représenté sur la seconde photo.

Construction métallique - Tolérances dimensionnelles sur les assemblages soudés

La construction des ouvrages bipoutre mixtes connaît un grand développement depuis quelques années en France. Il s'agit en effet d'ouvrages économiques qui s'adaptent bien aux contraintes des franchissements courants. Par ailleurs, on peut affirmer que la simplicité de la structure est une garantie de sa robustesse, à condition bien sûr de respecter les règles de l'art essentielles. La principale de ces règles est d'assurer la qualité des assemblages soudés. C'est évident et la profession a mis au point des normes dont le respect garantit la qualité des soudures. Les normes sont les suivantes :

NF P 22-470 (norme homologuée) : dispositions constructives et justifications des soudures.

NF P 22-471 : fabrication.

NF P 22-472 (norme homologuée) : qualification d'un mode opératoire de soudage.

NF P 22-473 : étendues des contrôles non destructifs.

La norme NF P 22-471 définit les critères d'acceptation des défauts.

En particulier le défaut d'alignement de deux semelles soudées bout à bout est limité à un millimètre plus un dixième de l'épaisseur de la semelle la plus mince (dans les cas courants).

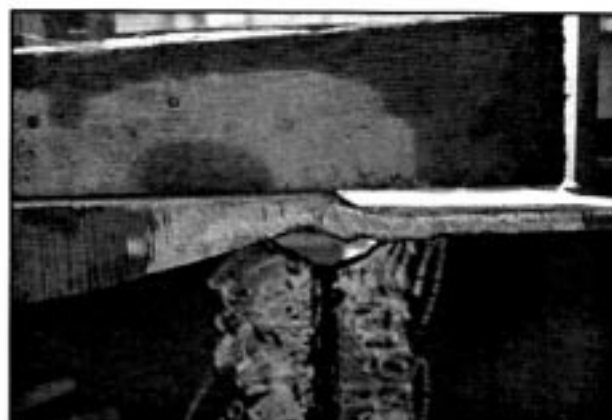
La photo ci-contre montre le défaut réellement observé sur un ouvrage récent : environ 20 millimètres, soit l'épaisseur de la semelle la plus mince. Il faut préciser qu'il s'agit de la soudure d'une semelle de poutre principale tendue en service. La forte variation d'épaisseur des tôles est un critère aggravant par la concentration de contraintes qu'elle engendre et les difficultés de soudage qu'elle entraîne.

La gravité de ce défaut reste exceptionnelle.

Les assemblages soudés sont sûrs à condition d'être faits dans les règles de l'art définies par les normes. Sinon, on ne peut plus rien garantir.

Tous les intervenants à l'acte de construire doivent être conscients que ces assemblages ne tolèrent pas l'à peu près. Les critères fixés par les normes doivent impérativement être respectés. Les tolérances dimensionnelles sont définies dans la norme NF P 22-471 et dans le mode opératoire de soudage utilisé. Elles seront prochainement complétées par la norme NFP 22-810 en projet. Cette norme qui sera bientôt mise à l'enquête comportera également des tolérances dimensionnelles sur les poutres (tolérance sur la hauteur de l'âme avant soudage par exemple). Le plan d'assurance de la qualité doit définir le contrôle exercé à chaque étape de la fabrication. Ce contrôle doit être matérialisé par des fiches de suivi et prévoir des points d'arrêt aux principales phases : tôles découpées, montage à blanc, présentation des pièces avant soudage. Un contrôle extérieur spécialisé doit toujours avoir une mission complète sur la construction d'un ouvrage. Le nouveau fascicule 66 qui sortira à la fin de l'année donnera des prescriptions pour l'exécution des ouvrages à ossature métallique et intégrera la notion de P.A.Q.

T. KRETZ
P. CORFOIX



Transformation d'un about d'ouvrage

Description et situation de l'ouvrage

L'ouvrage qui date de 1971 est un tablier à 4 poutres multiples, sans entretoises intermédiaires, espacées de 5,2 m. Sa largeur est de 22 m. Sa longueur est de 165 m (6 x 26,3 m + 7,2 m).

Il porte le Boulevard Circulaire qui dessert le quartier des affaires de La Défense, à l'ouest de Paris, et assure la liaison

entre Paris et la banlieue. Le trafic est de 85000 v/j et aucune déviation n'est possible par le réseau urbain.

L'about de l'ouvrage comporte un dispositif anti-soulèvement dans lequel la dalle de transition, surbaissée pour pouvoir être chargée de remblais et de la chaussée, s'appuie, par l'intermédiaire d'appareils d'appui, sur l'about du tablier, lequel repose sur la culée à l'aide d'appareils d'appui en même nombre et de même type.

Cette disposition empêche tout vérinage pour un changement des appareils d'appui tant sous la dalle de transition que sous le tablier. Or les inspections ont montré un défaut d'étanchéité des joints de chaussée qui a provoqué une dégradation grave des appareils d'appui allant jusqu'à la disparition de certains d'entre-eux, peut-être aussi par suite d'un mauvais fonctionnement dans des conditions anormales.

La réparation

La réparation devait permettre de conserver un fonctionnement normal de l'ouvrage, mais aussi de faciliter la visite et l'entretien ultérieur des appareils d'appui et en diminuer le coût prévisible. La modification de la structure de l'ouvrage consiste à remplacer le dispositif anti-soulèvement de la culée par une poutre en béton suffisamment massive pour s'opposer au soulèvement de la travée 6 (extrémité du tablier) quand la travée 5 est chargée. C'est, après un examen des différentes réparations possibles, la solution de la poutre lest qui a été retenue. Elle supprime l'appui de la dalle de transition sur l'about du tablier, elle leste la travée courte, tout en permettant le vérinage de la ligne d'appui et le changement éventuel des appareils d'appui. Un recalcul partiel de l'ouvrage a montré que les modifications envisagées n'entraînaient pas de changement dans la capacité portante de l'ouvrage.

Le projet, en dehors des difficultés techniques particulières à ce genre de réparation, imposait de résoudre de délicats problèmes de maintien de la circulation : balisage important, phasage des travaux, délais d'exécution.

L'exécution et le phasage des travaux

Les principales étapes des travaux ont été les suivantes :

- Injection sous la dalle de transition afin de combler les vides éventuels,
- Démolition de la chaussée sur 3 m en arrière du joint de chaussée et terrassement jusqu'à la dalle de transition,
- Démolition de la partie verticale de la dalle de transition et de l'about du tablier de façon à dégager les aciers longitudinaux sur une longueur de 30 cm environ,
- Scellement d'aciers dans la culée pour accrochage du corbeau,

- Ferrailage, coffrage et bétonnage du corbeau,
- Ferrailage de la dalle de transition avec une reprise du maximum d'aciers,
- Coffrage et bétonnage de la dalle de transition,
- Suspension, après forage vertical du tablier, du plateau de soutien du coffrage,
- Ferrailage de la poutre lest et soudage sur les aciers en attente,
- Mise en place des barres de clouage vertical avec ancrage passif sous le tablier,
- Bétonnage de la poutre lest,
- Injection de l'espace entre la poutre lest et la partie du tablier conservée,
- Mise en tension des barres de clouage,
- Mise en place des appareils d'appui après contrôle de nivellement du tablier,
- Remblai et reconstitution de la chaussée,
- Pose des ancrages des joints de chaussée,
- Après réalisation de toutes ces phases, mise en tension des deux câbles de précontrainte transversaux pour solidariser l'ensemble.

La durée prévisible du chantier (5 mois) ne permettait pas d'envisager des travaux sur les mois de juillet et août, seuls mois où le trafic est suffisamment réduit pour autoriser des restrictions. Le trafic imposait de maintenir, en permanence, le nombre de voies, c'est-à-dire 3 x 3,5 m. De l'autre côté, les exigences techniques de la réparation obligeaient à travailler par demi-chaussée. Pour concilier ces deux points, la seule solution a consisté à mettre en place un pont provisoire constitué par des éléments de viaducs métalliques démontables que la Direction des Routes (Centre National des Ponts de Secours) met à la disposition des services en cas de besoin. Le principe du profil en travers a été de disposer de 2 voies de 2,85 m sur l'ouvrage et d'une voie de 3,5 m sur le viaduc provisoire, le tout en deux phases.

Exploitation sous chantier

La mise en place du viaduc provisoire a été faite du vendredi 20h30 au samedi midi. L'ouvrage provisoire était fermé la nuit et interdit, en principe, aux véhicules de plus de



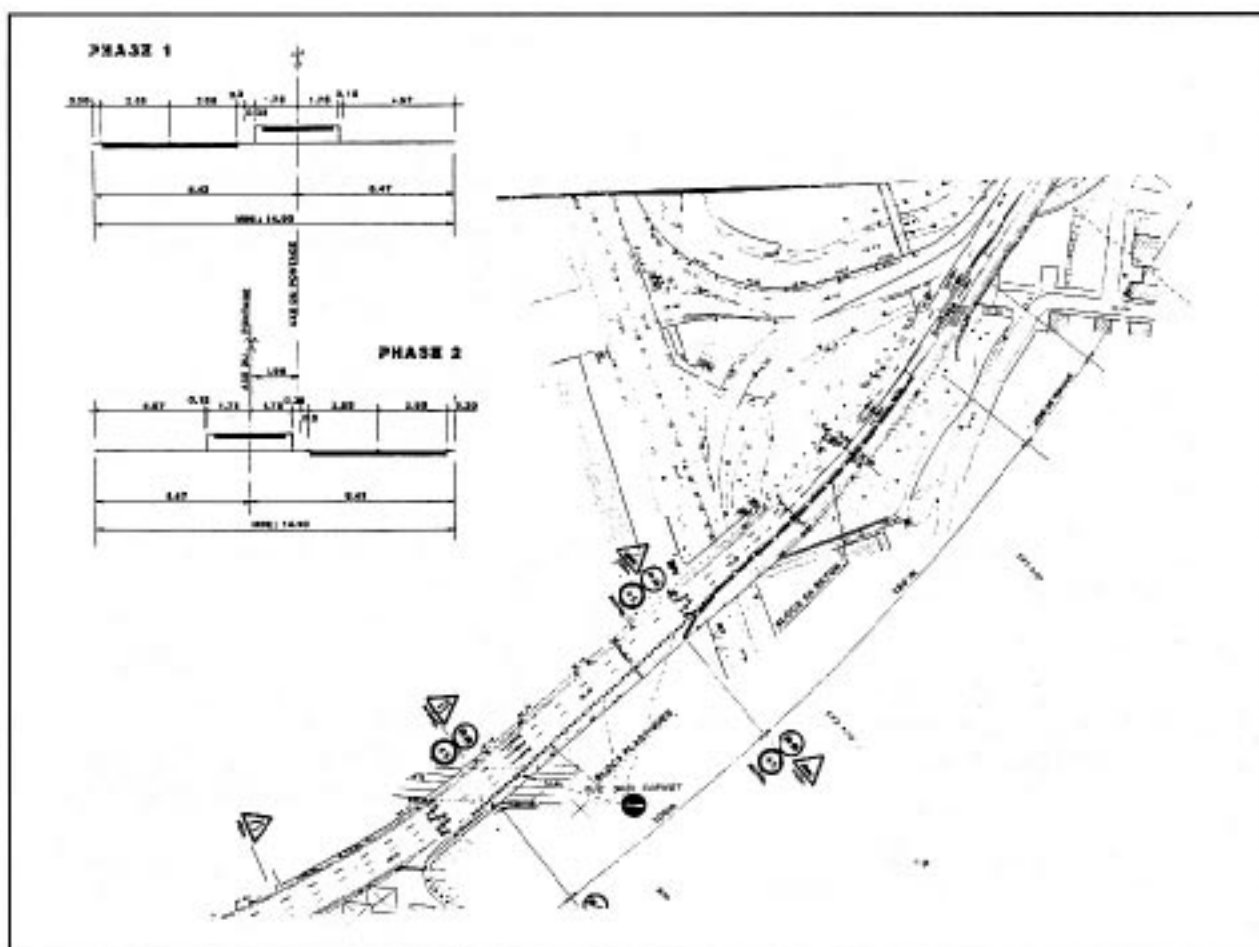
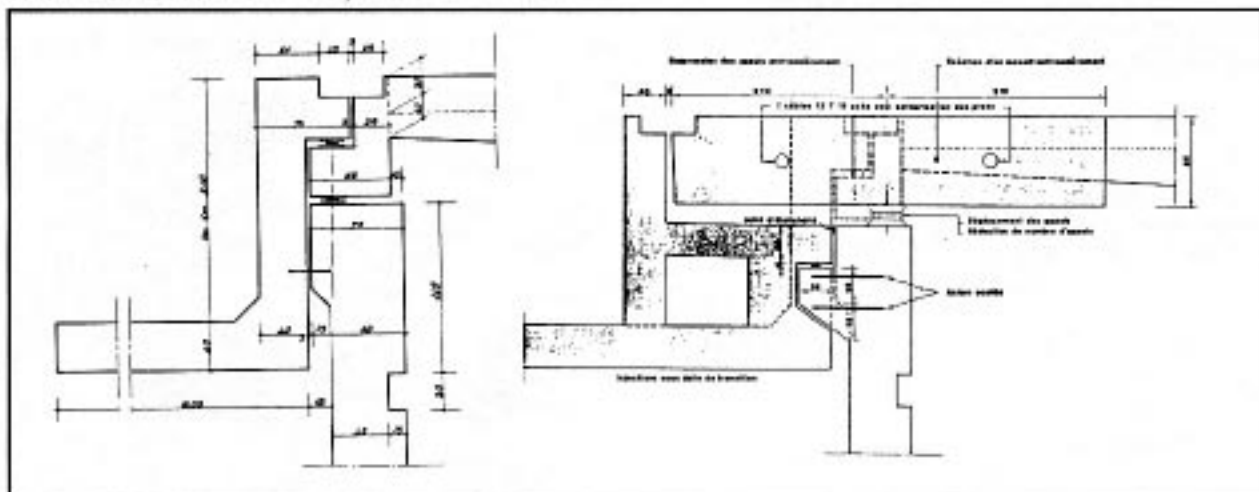
3,5 t, mais il a été observé de nombreux passages de poids lourds sans problèmes! Un suivi de la géométrie de la travée centrale a été fait pour noter la décharge de la travée courte pendant les travaux.

Entreprises : SGETPI et Freyssinet International.

(article proposé comme projet de communication à l'AIPCR)



Constitution de l'abouit et la modification mise en œuvre



Schémas de circulation et plan de balisage.

Les toboggans automoteurs avec espace de travail

Au cours d'une récente réunion internationale du Comité des ponts routiers de l'AIPCR, la délégation japonaise a présenté un outil intéressant pour concilier les exigences d'entretien des ouvrages (joints de chaussées, réparation de structure,...) avec celles du maintien du trafic sur la voie.

Le matériel mis au point est constitué par un toboggan en modules automoteurs de 11 à 15 m de long avec des rampes et un élément central dégageant un espace de travail de la largeur d'une voie et de 6 m de long pour 2 m de haut.

Chaque élément est amené sur le site par porte-char et se met en place tout seul grâce à sa mobilité automotrice. La durée de mise en place serait inférieure à l'heure. Par contre, seuls les véhicules légers sont autorisés à circuler sur ce toboggan mobile.

Les dessins et les photos ci-après, extraits de la documentation japonaise, donnent une idée du système.

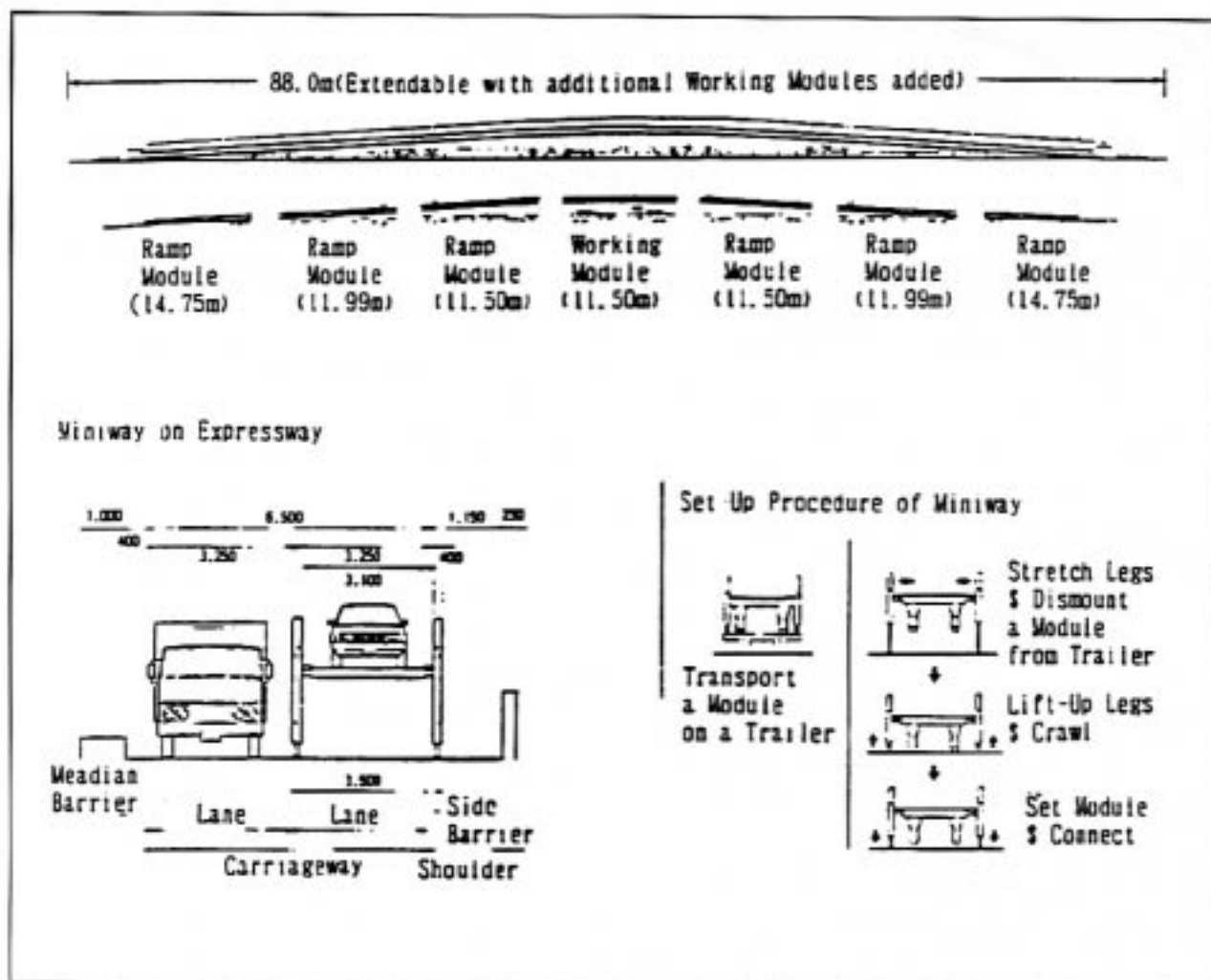
Les difficultés de programmation de certains travaux sur pont en voirie urbaine conduisent à regrouper ces travaux dans des périodes «creuses», de plus en plus difficiles à définir. Les conséquences de cette situation sont bien connues :

- certaines sociétés sont à saturation en juillet et en août ;
- les coûts de ces chantiers sous circulation atteignent des sommes non négligeables ;

- la qualité de l'exécution, pressée par le décal et du fait de l'emploi de personnel intérimaire insuffisamment qualifié, laisse sérieusement à désirer.

La solution japonaise, adaptée à notre contexte, devrait permettre une plus grande facilité de programmation, un meilleur suivi des travaux et le choix de solutions de réparation ou d'entretien dicté non par l'urgence de la situation mais par la nécessité technique.

Le coût d'un parc de 2 ou 3 toboggans mobiles (le coût annoncé par les japonais pour un ensemble est de l'ordre de 30 millions de francs), gérés par le Centre des Ponts de Secours, par exemple, et mis à la disposition des Services



est à comparer avec celui de la gêne aux usagers et les inconvéniens cités ci-dessus.

Ne pourrait-on, pour une fois, copier une technique japonaise ?

M. FRAGNET



Libres propos autour des appareils d'appui à pot

Le BT 4 de décembre 1974, nous donnait quelques indications sur ces appareils spéciaux. Depuis leur utilisation s'est développée et en l'absence d'une réglementation nationale spécifique, les Maîtres d'Oeuvre se documentent auprès du SETRA ou du LCPC et appliquent pour le calcul des bribes de réglementations allemandes ou anglaises en essayant de les adapter à nos textes de calcul du CCTG. Certaines normes expérimentales AFNOR vont bientôt paraître (bordereau de données, méthode de pose...), cependant, il ne semble pas que la norme de calcul puisse être publiée rapidement. Je vais donc en toute humilité vous exposer la manière dont je conçois actuellement les problèmes de calcul. Je pense que ces premières indications aideront les Maîtres d'Oeuvre à préparer leurs DCE. J'insiste cependant sur le caractère personnel et temporaire de ces indications, car les recherches en cours et les échanges d'informations entre spécialistes vont certainement en modifier la teneur pour tendre vers un consensus au niveau européen.

Coefficient de frottement entre la tôle en acier inoxydable et la plaque de PTFE alvéolée (ou les 2 demi-plaques):

Les différents fournisseurs du marché français préconisent à long terme un coefficient d'environ 3% pour les appareils respectant les spécifications de leur brevet d'origine à condition que la pression moyenne correspondante soit d'au moins 30 MPa (ELS). Cette valeur a été donnée empiriquement en interprétant les divers essais de laboratoire. Pour tenir compte d'une part du comportement tribologique des matières plastiques récemment mis en évidence dans un rapport de recherche de l'université de Stuttgart (notamment une augmentation brutale des frottements lorsque la température dépasse environ + 25°C) et d'autre part pour assurer la sécurité vis-à-vis de l'action des efforts horizon-

taux sur les appuis, il me semble souhaitable et pour un coût très raisonnable de porter ce coefficient à 4,5% pour le calcul d'un **appareil**. Dans un esprit semi-probabiliste cette valeur maximale peut être réduite à 3,5% pour **les autres appareils d'un même tablier**. Notamment pour le calcul de la sollicitation horizontale résultante de l'effet de plusieurs appareils à pot sur l'appareil d'appui fixe, il est nécessaire de se fixer une valeur minimale moyenne du coefficient de frottement, concomitante avec les valeurs maximales. Pour l'estimer, trois phénomènes importants interviennent sur la modulation du coefficient :

- la variation de l'effort, avant, pendant et après le déplacement,
- l'usure différentielle des appareils entre-eux selon le chemin de glissement parcouru (cette distance sera variable en fonction de l'éloignement du point fixe et surtout en fonction de la flexibilité de l'appui concerné),
- l'usure différentielle liée à l'environnement propre à l'appareil.

Je propose de fixer la valeur de ce coefficient à 2,5%.

Enfin, le Maître d'Oeuvre doit se poser des questions sur les possibilités réelles d'entretien et de visite des appareils et éventuellement prendre en compte dans un calcul d'action accidentelle, l'effet produit par un appareil ayant perdu son PTFE. Il est probable que dans ce cas les frottements sont d'au-moins 8 à 10% dans une configuration favorable.

Les différentes valeurs des coefficients de frottement, évoquées ci-dessus, correspondent à des actions lentes, c'est-à-dire principalement l'effet produit par une variation de température sous l'action des charges permanentes. Pour des actions comportant des vibrations (charges d'exploitation, vent) les valeurs des coefficients sont certainement à minorer, mais dans des proportions inconnues, qui

devraient tenir compte de nombreux paramètres (flexibilité des appuis et du tablier, vitesse de glissement, masse à déplacer...). Actuellement, il est prudent de n'effectuer aucune minoration des valeurs de ces coefficients.

Calculs des efforts

Pour déterminer les efforts horizontaux en tête des piles ou culées en plus des frottements sur le PTFE, il y a lieu de tenir compte de la précision de pose (PP = 0,2 ou 0,3 % selon la norme de pose) ainsi que des frottements sur les guides (ou clavettes). Quand ils sont constitués de «Metall DU» (ou équivalent) en contact avec de l'acier inoxydable, il est loisible de simplifier en prenant un coefficient de frottement uniforme de 5% à appliquer sur la valeur de l'effort horizontal transversal. Cet effort résultant a une valeur significative que dans le cas d'un ouvrage courbe ou dans une combinaison incluant le vent.

Actuellement les pressions dans le coussin et sur le PTFE sont vérifiées dans des combinaisons à l'ELS. Pour le calcul des appuis, ce sont généralement les combinaisons ELU qui sont utilisées. De plus, les éléments métalliques de l'appareil sont à vérifier à l'ELU. (Il faudra être vigilant sur la valeur proposée pour la limite élastique de l'acier des pots qui sont usinés dans de la tôle de forte épaisseur). Il y a donc lieu de connaître les efforts de l'ELS et à l'ELU. (S'il s'agit de combinaisons n'incluant que des actions permanentes et des charges d'exploitation A ou B, on a la relation :

$ELU = 1,35 ELS$ sauf dans les combinaisons accidentelles).

Pour le calcul d'un appareil glissant, il faut l'étudier avec le coefficient de 4,5% majoré de la précision de pose en tenant compte de la réaction verticale maximale. Il faut également le contrôler avec les combinaisons incluant le vent et s'assurer qu'il n'y a pas d'état de décompression du PTFE.

Pour le calcul d'un appui glissant, on appliquera le coefficient 4,5% à l'appareil le plus chargé et le coefficient 3,5% majoré de la précision de pose aux autres appareils, en considérant les réactions verticales concomitantes maximales. L'effet des charges d'exploitation est important, mais nous ne savons actuellement pas fixer des règles pouvant minorer cet effet. (Cette minoration serait faible dans le cas d'une culée rigide). Dans ces conditions, il n'y a pas lieu de

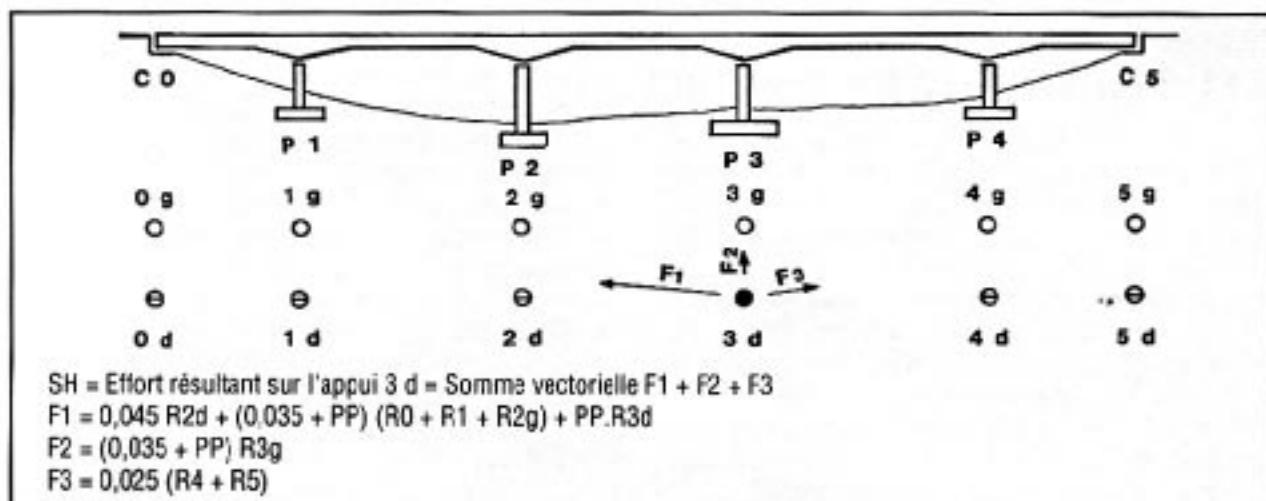
prendre en compte l'effet d'un effort de freinage. Il faut également faire les vérifications d'usage avec les combinaisons incluant le vent.

Pour le calcul d'un appui fixe, l'exemple ci-après illustre la combinaison la plus défavorable pour le cas d'un ouvrage classique. L'effet du vent n'est pas pris en compte, car il est neutralisé par la réduction des frottements sous l'action des vibrations. Dans la formule, le freinage est négligé, car son influence est très faible. (Un freinage de type B se répartirait sur les 4 appuis de gauche, un freinage de type A serait réparti sur tous les appuis selon les règles du paragraphe 8.2.2.2. du BT 4). Il peut-être pris en considération (surtout pour le type B) mais sans prendre en compte les réactions verticales des charges d'exploitation correspondantes, qui ont plutôt tendance à globalement réduire l'effet «ressort» des appuis glissants sur l'appui fixe.

Exemples de détermination d'une sollicitation horizontale (SH) sur un appareil ou un appui d'un ouvrage rectiligne classique.

Remarque importante :
Tous les cas ne sont pas évoqués

- Cas d'un appui glissant multidirectionnel :
En désignant par R max sa réaction verticale maximale
 $SH = (0,045 + PP) R \text{ max}$
- Cas d'un appareil glissant unidirectionnel :
En désignant par Rv sa réaction verticale avec le vent et V l'effet du vent
• $SH 1 = (0,045 + PP) R \text{ max}$
• $SH 2 = \sqrt{[(0,045 + PP) Rv + 0,05 V]^2 + V^2}$
- Cas d'un appui glissant à 3 appareils (action du vent exclue) :
Considérons R1, R2 et R3 les efforts verticaux concomitants amenés par chacun des 3 appareils dans la combinaison choisie avec $R1 \geq R2$ et $R3$:
 $SH = 0,045 R1 + (0,035 + PP) (R2 + R3)$
- Cas d'un appui fixe sur l'appareil 3d :
Ri désignant les actions verticales concomitantes des charges permanentes sur les différents appuis.



Pression sur le PTFE (Polytétrafluoréthylène)

Afin de ne pas augmenter les sollicitations de glissement il y a lieu de dimensionner les surfaces de PTFE de manière à obtenir une pression moyenne d'au moins 30 MPa sous l'intensité des actions permanentes minimales. Il faut alors vérifier que la pression moyenne de 45 MPa sous la combinaison maximale ELS n'est pas dépassée, ceci afin de limiter les risques de fluage (il y a bien lieu de pondérer les charges routières A ou B par 1,2). Dans le cas contraire, il faut augmenter la surface du PTFE pour respecter cette limite. Il faut également contrôler que la pression de pointe de 60 MPa n'est jamais atteinte ce qui est généralement le cas.

Pression sur les faces inférieure et supérieure de l'appareil

Il y a quelques années le SETRA a limité la pression dans le coussin d'élastomère à 30 MPa. Le but de cette limitation était d'instaurer une «saine concurrence» entre les fabricants et de se garantir contre les risques d'extrusion du coussin. Elle offrait au contrôleur, l'avantage de ne pas se poser de problèmes vis à vis des efforts concentrés de part et d'autre de l'appareil d'autant plus qu'à cette époque le diamètre du coussin était comparable à celui du PTFE. Je pense que l'on peut porter cette pression de coussin vers 35 MPa à condition que l'efficacité des joints anti-extrusion soit testée à 60 MPa. Il faut aussi vérifier strictement les hypothèses de répartition sur les structures. Pour le béton l'article A.8.4. du BAEL 83 nous indique les règles à observer. Pour être plus rigoureux, il est recommandé d'appliquer le BAEL 90 (1) qui traite clairement ce problème sans renvoi au BPEL. Si les efforts sont trop concentrés vis-à-vis du béton considéré, il est possible de les diffuser en interposant entre l'appareil d'appui et la structure une plaque de répartition métallique ou en utilisant des mortiers spéciaux de

pose performants. Dans ce dernier cas le produit de pose sera apprécié à l'aide des normes NF P 18 300 (Généralités) P 18 821 ou 822 (Spécifications) et P 18 831 à 837 (Essais).

Pour simplifier les règles de répartition, on peut limiter l'angle de diffusion dans l'acier à 45 degrés et dans le mortier ou le béton cet angle est d'arc tg 2/3.

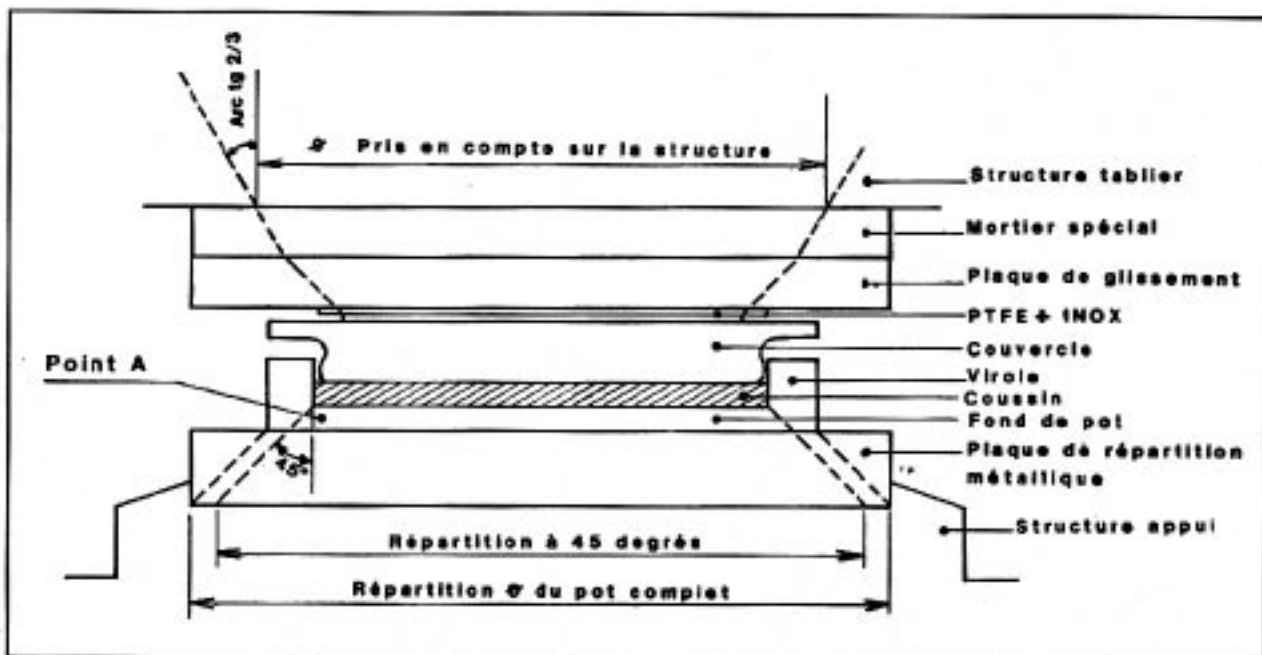
On peut déroger à cette règle sur la surface de répartition du pot à condition que l'épaisseur du fond de pot soit suffisante. Un calcul fastidieux de l'état de contrainte au point A selon les règles de l'article 14.2 du fascicule 61 titre V indique la possibilité de considérer l'intégralité du diamètre du pot pour la diffusion des efforts si cette condition de sécurité au point A est respectée.

Programme de calcul

Pour assurer le contrôle du dimensionnement des appareils à pots, j'ai écrit un programme de calcul sur HP 97, que je tiens à la disposition des Maîtres d'Oeuvre. Ce programme comprenant 5 cartes, est directement transposable sur HP 41. Outre les valeurs classiques calculées par les fournisseurs, ce programme prend en compte tous les effets de la rotation longitudinale, l'incidence de la précision de pose, l'effet du frottement entre le couvercle et la virole, le calcul de l'état de contrainte complexe du point A et les pressions calculées sur la structure tiennent compte de la concomitance du couple de rappel et de la rotation. Le programme ne peut considérer que les pots monoblocs pour le contrôle des pièces métalliques, le cas des viroles soudées est donc exclu de la vérification, mais ce mode de construction devient rare.

Y. PICARD

(1) : à paraître en 1991



Convoi de fatigue sur ouvrage métallique

La vérification de la résistance à la fatigue d'un ouvrage métallique consiste à s'assurer qu'il pourra supporter sans se fissurer les charges variables qui le solliciteront pendant la durée de vie prévue.

Dans le cas général, les charges variables sont celles du trafic routier. Le Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées a enregistré ces charges à l'aide de capteurs piezo-électriques disposés dans la chaussée. Il dispose ainsi d'histogrammes des charges de trafic (évolution avec le temps) sur un certain nombre de grandes routes.

Le LCPC a établi un programme de vérification à la fatigue appelé CASTOR qui utilise ces enregistrements de trafic pour calculer l'histogramme d'une contrainte en un point donné de l'ouvrage.

La contrainte est définie par sa surface d'influence sur le tablier. Le programme calcule les cycles de variation de contraintes équivalents à cet histogramme par la méthode du rain-flow. Un post processeur permet de calculer la durée de vie de l'assemblage où apparaît cette contrainte, en fonction de sa classe de détail en fatigue, par application de la règle de cumul des dommages de Miner.

Bref, le programme CASTOR du LCPC calcule «scientifiquement» la durée de vie en fatigue d'un assemblage donné d'un ouvrage sous un trafic réel.

L'objectif de l'étude menée par le SETRA et le LCPC est de définir une règle de vérification en fatigue très simplifiée, mais donnant un résultat aussi proche que possible de celui du programme CASTOR. Le présent article décrit succinctement la méthode employée et donne les principaux résultats de cette étude.

L'idée de base pour définir une règle simplifiée de calcul en fatigue était de représenter le trafic routier par un seul camion, supposé circuler seul au milieu de la voie de droite de l'ouvrage. Ce camion est un semi-remorque de 30

tonnes, que nous appelons camion BF (voir schéma).

La deuxième simplification que nous voulions introduire était de ne considérer qu'un seul cycle de variation de contrainte dans un assemblage donné lors du passage du camion. L'amplitude de ce cycle est égale à la variation maximum de contrainte dans l'assemblage produite par le passage du camion. Pour valider cette approche et calibrer la charge et la géométrie du camion représentatif, nous avons procédé à une série de tests.

Nous avons d'abord sélectionné neuf ouvrages en ossature mixte représentatifs des ouvrages actuels. Il s'agit d'ouvrages à entretoises ou à pièces de pont, dont la portée principale varie de 20 mètres à 102 mètres. La largeur de la chaussée varie de 5,5 mètres à 16 mètres. Sur ces ouvrages, nous avons retenus 64 détails particulièrement sensibles à la fatigue en flexion longitudinale : section à mi-travée, section sur appui... Et nous avons calculé la durée de vie en fatigue de ces détails à l'aide du programme CASTOR pour deux types de trafic : le trafic de l'A6 près d'AUXERRE et le trafic de la RN 23 à ANGERS.

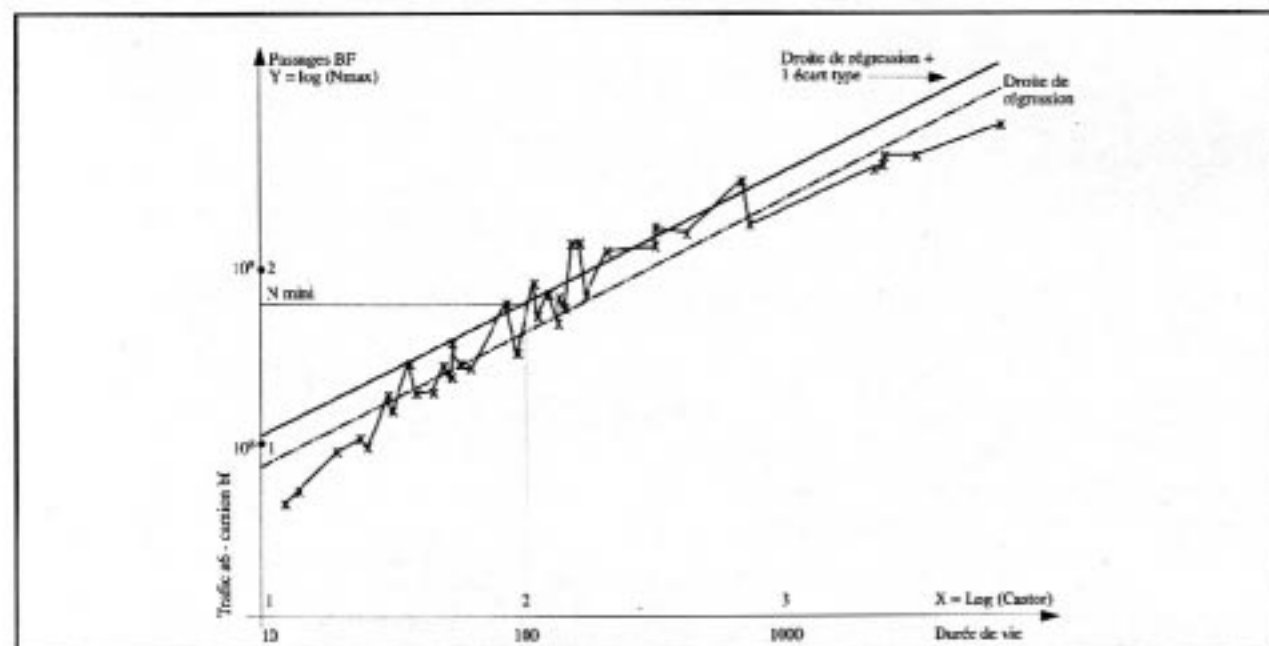
Nous avons par ailleurs calculé le nombre maximum de passages du camion BF sur chacun de ces détails, en appliquant la règle simplifiée décrite précédemment pour le comptage des cycles. La courbe S-N utilisée est à deux pentes, sans troncature, de façon à obtenir toujours un nombre maximum fini de passages.

Pour un trafic donné, les résultats sont mis sous la forme d'un graphe (x,y).

Chaque point (x,y) correspond à un des détails testés ; on a :

x = logarithme de sa durée de vie en années, calculé par CASTOR

y = logarithme du nombre de millions de passages du camion BF que le détail peut supporter.



On calcule alors la droite de régression linéaire du nuage de points établi. On peut mesurer la précision de la méthode simplifiée par la qualité de la régression, qui s'exprime par le coefficient de corrélation linéaire. Celui-ci vaudrait 1 si tous les points étaient alignés, donc sur la droite de régression.

Nous avons obtenu un coefficient de corrélation linéaire voisin de 0,92 avec le trafic A6 comme avec le trafic RN 23. La méthode simplifiée est donc une bonne approximation de la méthode «scientifique».

Ces bons résultats ont été confirmés sur une série de 6 détails représentatifs d'effets semi-locaux, dont les lignes d'influence sur le tablier ont une longueur de quelques mètres : flexion d'une pièce de pont, flexion d'un longeron ...

La valeur de la droite de régression à 100 ans ($x = 2$), augmentée de la distance moyenne du nuage de points à cette droite, a été retenue comme critère de vérification en fatigue.

Toutefois, on a préféré remplacer ce critère sur le nombre de passages par un critère équivalent sur la charge, en utilisant la forme de la courbe de Wöhler dans la zone des cycles de faible amplitude ($N \Delta\sigma^5 = \text{constante}$). Le nombre de passages du camion BF à prendre en compte a été fixé à 100 millions. Cette valeur correspond à la limite de troncature des courbes de S-N avec troncature, qui sont les courbes utilisées dans l'Eurocode 3 et les règles CECM pour la vérification à la fatigue. Avec ce type de courbe, la résistance à 100 millions de cycles garantit la résistance à un nombre infini de cycles.

La règle simplifiée de vérification à la fatigue s'exprime alors de la façon suivante :

Un ouvrage donné doit résister une infinité de fois au passage d'un camion BF centré sur la voie lente et seul sur l'ouvrage. La charge de ce camion sera pondérée par un coefficient «c» qui dépend du trafic prévu.

- trafic autoroutier lourd (A6) : c = 1,45
- trafic RN lourd : c = 1,20
- trafic RN normal : c = 1,00.

Lorsque l'ouvrage comporte plusieurs voies lentes, il faut considérer que le camion BF produit une variation de

contrainte équivalente égale à la somme en puissance cinquième de son effet sur chacune des voies lentes :

$$\Delta\sigma = (\Delta\sigma_1^5 + \dots + \Delta\sigma_n^5)^{1/5} \text{ (pour } n \text{ voies lentes) avec}$$

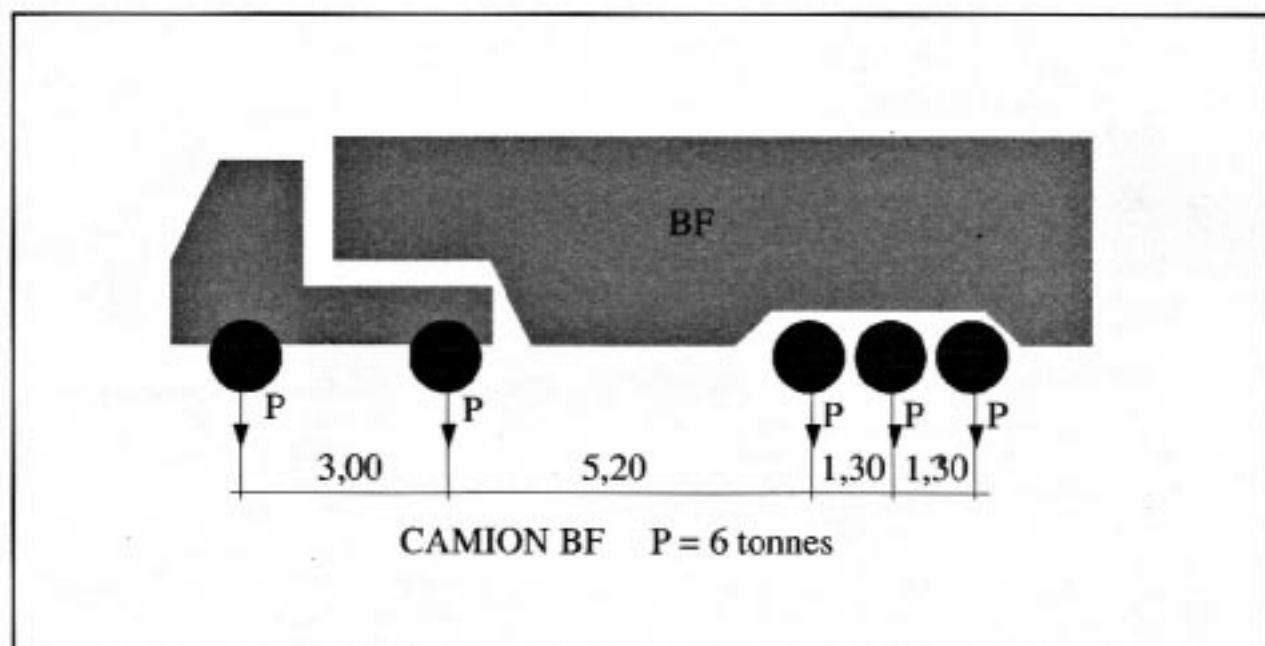
$\Delta\sigma$ = variation de contrainte due au camion BF sur la voie i.

Aucun coefficient de pondération n'a été pris en compte. Toutefois, il faut savoir que le coefficient «c» présente une sécurité d'environ 20% sur les lignes d'influence courtes testées séparément.

Il est intéressant de noter que le camion BF pondéré par c est d'un poids très proche de la moyenne en puissance cinq du poids des camions circulant réellement. En effet, cette moyenne est de 42 tonnes sur l'autoroute A6 et de 29,8 tonnes sur la RN 23. On peut donc sans doute définir directement le poids du camion BF représentant un trafic comme égal au poids moyen en puissance 5 des camions composant ce trafic. Ce résultat est logique car le dommage en fatigue est proportionnel à la puissance 5 de la charge.

Les courbes S-N de résistance à la fatigue et les classes de détail des assemblages soudés sont donnés dans le projet d'Eurocode 3. On les trouve également dans les recommandations de la CECM pour la vérification à la fatigue des structures en acier, publiées dans le n° 1-1987 de la revue «Construction Métallique». Le domaine d'emploi de la règle simplifiée proposée ici, est limité aux ouvrages en ossature mixte courants. Les tabliers haubarés sont exclus, de même que les tabliers comportant des travées de portées fortement variables. Un calcul de contrôle par le programme CASTOR du LCPC doit être effectué en cas de doute sur la validité de son domaine d'emploi. Il peut bien sûr toujours être effectué pour contrôler le dimensionnement obtenu par l'application de la règle simplifiée. Enfin, la règle proposée ici est susceptible d'être modifiée en fonction du résultat des études en cours. Mais devant le vide du règlement de calcul des ponts métalliques dans le domaine de la fatigue, il nous a semblé intéressant de proposer, dès maintenant, une règle simplifiée.

T. KRETZ



Le nouveau fascicule 66 du CCTG pour l'exécution des ouvrages en acier

Le groupe de travail chargé de réviser le fascicule 66 du CCTG achève ses travaux. Ce fascicule concerne l'exécution des ouvrages en acier tels que les ponts mixtes et les ponts à dalle orthotrope. L'ancienne version, en vigueur actuellement, date de 1967 ; aussi a-t-il fallu reprendre entièrement le texte pour tenir compte de tous les changements intervenus depuis lors.

Les principales orientations adoptées par le groupe de travail sont les suivantes.

Référence aux normes

Le support de la réglementation technique est de plus en plus assuré par des normes, et non plus par des règlements propres à chaque catégorie de maître d'ouvrage. Les normes apportent un avantage évident d'unification ; de plus, leur forme modulaire et la souplesse de leur procédure de révision facilitent leur mise à jour chaque fois qu'une évolution de la technique le nécessite.

Dans le domaine concerné par le fascicule 66, un gros travail de normalisation a été accompli par l'administration et par la profession : toutes les normes, non seulement celles relatives aux matériaux et aux produits, mais aussi celles relatives à leur mise en œuvre, ont été publiées ou vont l'être sous peu (l'effort de normalisation portera à l'avenir sur les règles de calcul). Parmi les normes particulièrement importantes sur lesquelles s'appuie le nouveau fascicule 66, on peut citer des normes relativement anciennes comme la NF A 35-501 et la NF A 36-201 sur les aciers laminés, ou les NF P 22-471 à P 22-473 sur la conception et l'exécution des assemblages soudés ; et des normes nouvelles, comme la NF P 22-810 sur les tolérances dimensionnelles des ouvrages d'art métalliques, qui va être publiée prochainement.

Bien entendu, le nouveau fascicule ne se contente pas de viser des normes, il précise aussi leurs modalités d'application aux ouvrages de génie civil. Par exemple, il fixe la « qualité » de l'acier (c'est-à-dire la résilience à adopter pour écarter le risque de rupture fragile) parmi celles prévues par la norme NF A 36-201 : qualité « R » pour les tôles jusqu'à 80 mm d'épaisseur, qualité « FP » au-delà. Une autre prescription importante concerne le choix de la classe des assemblages soudés parmi les trois classes prévues par la norme NF P 22-471 (ces classes définissent la sévérité des critères d'acceptation des défauts).

Assurance de la qualité

Les exigences dites d'assurance de la qualité ont été imposées d'abord dans des domaines comme le nucléaire, l'aérospatiale et l'off-shore. En génie civil, l'assurance de la qualité a été introduite par le fascicule 65 sur l'exécution des ouvrages en béton.

Le nouveau fascicule 66 formalise l'assurance de la qualité en fixant, dans une annexe contractuelle, la consistance du plan d'assurance de la qualité (PAQ) que l'entrepre-

neur doit fournir au maître d'œuvre. Rappelons que le PAQ est défini comme « un dossier explicitant l'ensemble des dispositions prises par une entreprise pour donner confiance en l'obtention de la qualité requise et vérifier qu'elle a bien été obtenue ». Ce dossier est à établir spécifiquement pour une opération de construction donnée.

Le cadre du PAQ annexé au fascicule 66 distingue chaque phase de la construction : approvisionnements, préparation des pièces, soudage en atelier, transport sur chantier, soudage sur chantier, montage ; et énumère pour chacune de ces phases les documents à fournir au maître d'œuvre au titre du PAQ. Ces documents appartiennent à trois catégories :

- un document d'organisation générale, qui désigne le responsable de l'entreprise pour chaque phase, et indique l'organisation du contrôle interne ;
- des documents à produire préalablement à l'exécution ; par exemple, pour les opérations de soudage, la liste des qualifications de mode opératoire, la désignation des soudeurs, des agents de contrôle,...
- des documents de suivi et d'exécution, apportant la preuve matérielle des contrôles de l'entrepreneur, de la qualification des exécutants, ... ; certains de ces documents devront être produits systématiquement (par exemple, les certificats de contrôle des produits en usine, les certificats de qualification des soudeurs, ...) les autres seront seulement tenus à la disposition du maître d'œuvre.

Pour l'articulation entre le fascicule 66 et son annexe relative au PAQ, il a été retenu les principes suivants :

- l'annexe complète ou précise les exigences du CCTG et des normes, sans faire double emploi avec ces documents ;
- le fascicule, de son côté, est rédigé de façon à être suffisant par lui-même pour le cas exceptionnel où le marché dispenserait l'entrepreneur de produire un PAQ.

Autres dispositions nouvelles du fascicule 66

Le nouveau fascicule 66 apporte des précisions sur des points qui suscitaient parfois des interrogations. On peut citer comme exemples :

- le choix des types de boulons ;
- la reconduction des modes opératoires de soudage ;
- l'utilisation des éléments provisoires d'ossature, tels que les contreventements de montage ou les rails de lancement ;
- le montage provisoire en atelier ;
- les dalles de ponts mixtes (disposition des joints conditions d'utilisation des dalles préfabriquées, ...);
- la définition des prestations correspondant au prix unitaires.

Conséquences pratiques pour les marchés

Les dispositions qui viennent d'être indiquées ne constituent pour l'instant que des propositions du groupe de travail. Le nouveau fascicule ne pourra être visé dans les marchés qu'après avoir été soumis à la Commission Centrale des Marchés, approuvé par décret, et publié au Bulletin Officiel du Ministère de l'Équipement.

Jusque là, c'est toujours au moyen des pièces particulières du marché, CCAP et CCTP, qu'il convient de suppléer aux insuffisances du fascicule 66 en vigueur.

Pour faciliter la tâche des rédacteurs, un document provisoire regroupant les clauses courantes à faire figurer dans les marchés de construction de tabliers métalliques a été

rédigé à partir des travaux du groupe de révision. Ce document contient des articles qui sont soit à reproduire tels quels dans les marchés, soit à compléter et à adapter dans chaque cas. Des commentaires explicatifs sont ajoutés à l'usage des rédacteurs. Ce document est complété par l'annexe contractualisée par les marchés et jointe telle quelle aux pièces particulières.

Ces documents ne feront pas l'objet d'une diffusion systématique; ils seront tenus à jour au fur et à mesure de l'évolution du nouveau fascicule 66, et seront disponibles au CTOA pour les maîtres d'œuvre qui en feront la demande.

J. ROCHE

7

Tribune libre



Une idée pour les architectes: le pont en tenue camouflée.

Comment prendre deux ciments d'origine différente et alterner les gâchées.

Accessoirement cela permet de vérifier que le bétonnage a été fait en suivant la pente de 45°.

M. FRAGNET

8

Informations brèves

Quelques stages ouvrages d'art



Pour obtenir la liste complète des stages organisés au premier semestre 1991, se reporter au programme des sessions de formation continue édité par l'ENPC

CONDUITE D'UN PROJET D'OUVRAGE D'ART COURANT :
Conception, calcul et exécution 19 20 21 22 mars 1991

LA QUALITE DANS LES OUVRAGES D'ART :
Du concept à l'action : 26 27 28 mars 1991

CONCEPTION ET CALCUL DES PONTS A POUTRELLES ENROBÉES 9 10 avril 1991

ENTRETIEN, REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN BETON : 1ère partie : les causes physico-chimiques de la dégradation - réparation et protection du matériau béton 23 24 25 avril 1991

GESTION D'UN PARC D'OUVRAGES : 14 15 16 mai 1991

ENTRETIEN, REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN BETON : 2ème partie : les défauts de fonctionnement des ouvrages en béton - diagnostic, réparation, renforcement 22 23 24 mai 1991

PATHOLOGIE, REPARATION DES OUVRAGES D'ART METALLIQUES : 28 29 30 mai 1991

T.G.V. NORD : spécificités techniques en matière de génie civil 11 12 13 juin 1991

REHABILITATION ET RESTAURATION DES OUVRAGES ET DES STRUCTURES : journées d'études : 18 19 juin 1991